F1812/5

29. 1983 R.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXIX (XXXIII)

Fasc. 1—4

1988 -04- -5

Secţia V

CONSTRUCŢII
ÎMBUNĂTĂŢIRI
FUNCIARE

1983

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI

Tomul XXIX (XXXIII)

Fasc. 1—4

Secţia V

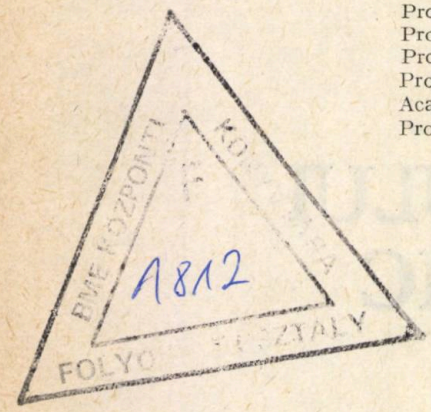
CONSTRUCŢII
ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

1983

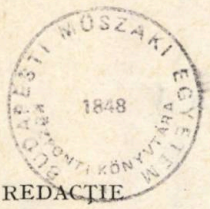
1989

COLEGIUL DE REDACȚIE

Prof. dr. doc. VAL. BLIDARU,
Prof. dr. doc. N. V. BOȚAN,
Prof. dr. ing. GH. CAȘLER,
Prof. dr. ing. M. GAFIȚANU (președinte),
Prof. dr. P. MÂLCOMETE,
Prof. dr. doc. O. MANGERON
Prof. dr. ing. T. SILION,
Acad. prof. dr. doc. CR. SIMIONESCU,
Prof. dr, ing. I. VLAD.



Această fascicolă a apărut și cu sprijinul material al Comitetului sindical și Consiliului U.A.S.C.R. al Institutului politehnic din Iași,



COMITETUL DE REDACȚIE
AL SECȚIEI
V. CONSTRUCȚII.
ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

Prof. dr. ing. VIRGIL FOCȘA
Prof. dr. ing. ANATOLIE MIHUL
Conf. dr. ing. MARCEL PATRAȘ

REDACȚIA

Prof. dr. doc. D. MANGERON
(redactor responsabil)
Prof. dr. ing. HUGO ROSMAN
(secretar de redacție)
Conf. dr. ing.
VICTOR FLORIN-POTERAȘU
(secretar adjunct de redacție)
ECATERINA IRIMIEA
(tehnoredactor)

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tom XXIX (XXXIII), Fasc. 1–4 1983

Secția V

CONSTRUCȚII, ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

SUMAR

Pag.

V.-F. POTERAȘU, N. MIHALACHE și C. POPOVICI, Unele probleme în elasticitatea plană studiate cu metoda elementelor de frontieră (engl., rez. rom.) 7

AL. NEGOIȚĂ și V. HOBJILĂ, Analiza seismică și comportarea cadrelor prefabricate din beton precomprimat (engl., rez. rom.) 13

G. ATANASIU, L. STRAT și L. BIBOROSCH, Cercetări privind amortizarea și modulul complex al oțelurilor ductile din structuri (engl., rez. rom.) . . 19

D. PRECUPANU, Determinarea eforturilor în grinzile metalice, dublu încastrate, pretensionate cu tiranți de înaltă rezistență (rom., rez. franc.) 25

V. PESCARU, Asupra calculului sistemelor pretensionate din cabluri coplanare (franc., rez. rom.) 31

GH. NISTOR, Calculul deplasărilor verticale ale construcțiilor, studiate folosind măsurile drumuirii unice de nivelment geometric, de precizie înaltă (franc., rez. rom.) 39

E. POPA, Asupra preciziei de determinare a deplasărilor orizontale în procesul de observare în timp a comportării construcțiilcr (franc., rez. rom.) 43

GH. NISTOR, A. BRAIER și I. VLAD, Optimizarea vectorului deplasării construcțiilor din punctul de vedere al elipsei erorilor (franc., rez. rom.) 47

A. MIHUL, Noi orientări în prognoza dezvoltării fundațiilor (franc., rez. rom.) 53

E. BÂRSAN și C. IGNAT, Stabilirea eficienței decantoarelor luînd în considerare caracteristicile particulelor în suspensie (engl., rez. rom.) 59

V. TOBOLCEA, I. SÂRBU și A. RETEZAN, Diagrame pentru calculul racordării biefurilor la noduri hidrotehnice cu prag deversor (franc., rez. rom.) . . 67

I. SÂRBU și V. TOBOLCEA, Aspecte ale optimizării rețelelor de distribuție inelară în alimentări cu apă (franc., rez. rom.) 73

CH. POPESCU, S. PORUMB și S. AXINTE, Influența inundației asupra plantelor de porumb și soia și activitatea lor enzimatică (engl., rez. rom.) . . 81

I. GIURMA și D. COTIUȘCĂ, Probabilitatea de depășire a mărimilor hidrologice (engl., rez. rom.) 87

C. NICOLESCU și CH. POPESCU, Influența metodei de udare asupra consumului de apă la vița de vie în platoul Burnas (franc., rez. rom.) 93

A. DIMA și M. DIMA, Unele aspecte privind folosirea explozivilor la lucrările de regularizare a albiilor (germ., rez. rom.) 99

RECENZII 103

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Tom XXIX (XXXIII), Fasc. 1–4 1983

Section V

CONSTRUCTIONS. LAND RECLAMATION

CONTENTS

Pp.

V.-F. POTERAŞU, N. MIHALACHE and C. POPOVICI, Some Problems in Plane Elasticity Studied by Boundary Finite Elements (English, Romanian summary) . . . 7

AL. NEGOIŢĂ and V. HOBJILĂ, Seismic Analysis and Behaviour of the Precast Prestressed Concrete Frames (English, Romanian summary) . . . 13

G. ATANASIU, L. STRAT and L. BIBOROSCH, Investigations Concerning Ductile Steel Damping and Complex Modulus in Structures (English, Romanian summary) . . . 19

D. PRECUPANU, La détermination des efforts dans les poutres métalliques, encastrées aux deux extrémités, prétensionnées à tirants de haute résistance (Romanian, French summary) . . . 25

V. PESCARU, Sur le calcul des systèmes de câbles coplanaires précontraints (French, Romanian summary) . . . 31

GH. NISTOR, Le calcul des déplacements verticaux des constructions en utilisant les mesures du cheminement unique de nivellement géometrique de haute précision (French, Romanian summary) . . . 39

E. POPA, Sur la précision de détermination des déplacements horizontaux dans le processus de l'observation durant le temps, du comportement des constructions (French, Romanian summary) . . . 43

GH. NISTOR, A. BRAIER et I. VLAD, Optimisation du vecteur déplacement des construction du point de vue de l' ellipse des erreurs (French, Romanian summary) . . . 47

A. MIHUL, Nouvelles orientations dans la prognose de l'évolution des fondations (French, Romanian summary) . . . 53

E. BÂRSAN and C. IGNAT, The Efficiency Establishment of Sedimentation Tanks Taking into Consideration the Suspension Particle Characteristics (English, Romanian summary) . . . 59

V. TOBOLCEA, I. SÂRBU et A. RETEZAN, Diagrammes pour le calcul du raccordement des biefs aux noeuds hydrotehniques à seuil déverseur (French, Romanian summary) . . . 67

I. SÂRBU et V. TOBOLCEA, Aspects de l'optimisation des réseaux annulaires de distribution d'eau (French, Romanian summary) . . . 73

CH. POPESCU, S. PORUMB and S. AXINTE, Flooding Influence Concerning with Maize and Soya Crops and their Enzymatic Activity (English, Romanian summary) . . . 81

I. GIURMA and D. COTIUŞCĂ, The Probability of Exceeding Hydrological Amounts (English, Romanian summary) . . . 87

C. NICOLESCU et CH. POPESCU, L'influence de la méthode d'arrosage sur la consommation d'eau à la vigne dans le plateau Burnas (French, Romanian summary) . . . 93

A. DIMA und M. DIMA, Einige Aspekte über den Gebrauch von Explosivstoffen, verwendet bei Regelung von Flussbetten (German, Romanian summary) 99

BOOK REVIEWS . . . 103

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
BULLETIN OF THE POLYTECHNIC INSTITUTE OF JASSY
ИЗВЕСТИЯ ЯССКОГО ПОЛИТЕХНИЧЕСКОГО ИНСТИТУТА
Том XXIX (XXXIII), Вып. 1—4 1983 г

Секция V

СТРОИТЕЛЬСТВО. МЕЛИОРАЦИЯ

СОДЕРЖАНИЕ

Стр.

В.-Ф. ПОТЕРАШУ, Н. МИХАЛАКЕ и К. ПОПОВИЧ, О вопросах плоской эластичности, изученных методом граничных элементов (англ., рез. рум.) . . . 7

АЛ. НЕГОИЦЭ и В. ХОБЖИЛЭ, Сеисмический анализ и поведение предварительно напряженых железобетоных рам (англ., рез.рум.) . . . 13

Г. АТАНАСИУ, Л. СТРАТ и Л. БИБОРОШ, Исследования на затухание и комплекс модуль эластичности стальных тягучих сооружений (англ., рез. рум.) . . . 19

Д. ПРЕКУПАНУ, К вопросу о внутренних силах в предварительно напряженных металлических балках с одним открытием . . . 25

В. ПЕСКАРУ, К статическому расчету висячих двухпоясных систем (франц., рез. рум.) . . . 31

Г. НИСТОР, Вычисление вертикальных смещений сооружений, изучаемых при помощи измерений одним геометрическим нивелированием высокой точности (франц., рез.рум.) . . . 39

Е. ПОПА, К вопросу точности определения горизонтальных передвижений сооружение в процессе наблюдения их поведения во времени (франц., рез. рум.) . . . 43

Г. НИСТОР, А. БРАЙЕР и И. ВЛАД, Оптимизация вектора горизонтальных смещений сооружений с точки зрения эллипсы ошибок (франц. рез. рум.) . . . 47

А. МИХУЛ, Новые ориентации в прогнозе развития фундаментов (франц., рез. рум.) . . . 53

Э. БЫРСАН и К. ИГНАТ, Определение производительностю остойников принял в соображение характеристики частицы в суспензии (англ., рез. рум.) . . . 59

В. ТОБОЛЧЯ, И. СЫРБУ и А. РЕТЕЗАН, Диаграммы расчета присоединения биефов на гидротехнических узла с сливным порогом (франц., рез. рум.) . . . 67

И. СЫРБУ и В. ТОБОЛЧЯ, Виды оптимизаций кольцевых распределительных сетей для водоснабжении (франц., рез. рум.) . . . 73

К. ПОПЕСКУ, С. ПОРУМБ и С. АКСИНТЕ, Влияние наводнения на растения кукурузы и сой и их энзиматическая активность (англ., рез. рум.) . . . 81

И. ДЖУРМА и Д. КОТИУШКЭ, Вероятность превышения гидрологических величин (англ., рез.рум.) . . . 87

К. НИКОЛЕСКУ и К. ПОПЕСКУ, Влияние метода полива на расход воды виноградом на илоскогоры Бурнас (франц., рез. рум.) . . . 93

А. ДИМА и М. ДИМА, Об использовании взрывоопасных на работах регулирования русел (нем., рез. рум.) . . . 99

РЕЦЕНЗИИ . . . 103

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D.C. 537

SOME PROBLEMS IN PLANE ELASTICITY STUDIED BY BOUNDARY FINITE ELEMENTS

BY

VICTOR-FLORIN POTERAȘU, NICU MIHALACHE and C. POPOVICI

1. Introduction

Plane elasticity problems can be easily solved if a generating function of tensions of the Airy type is known. For simple cases these functions are known. By succesive derivations we find the tensions expressions that by means of particularization give the values of the tensions.

In most cases the function of the tensions cannot be determined by means of integrating the differential equation of the fourth order.

The solution of these kind of problems is done by means of numerical methods. From the methods that solve with the corresponding accuracy much plane elasticity problems is the boundary finite elements method.

In this paper are studied some problems of plane elasticity by the formulation of boundary finite elements method by means of linear elements. The use of linear elements in this method determines the growth of the accuracy of the results in comparison with the constant elements one.

2. The Method's Principle

If it goes from the displacements vector in two directions

$$\{u\}=\begin{Bmatrix} u_i \\ u_j \end{Bmatrix}, \tag{1}$$

the angular or linear specific strains can be obtained :

$$\varepsilon_{ij}=\frac{1}{2}\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j}+\frac{\partial u_j}{\partial x_i}\right). \tag{2}$$

The expressions of the specific strains must obey the continuity condition of the strains from the same plane

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_{ii}}{\partial x_j^2}+\frac{\partial^2 \varepsilon_{jj}}{\partial x_i^2}=\frac{\partial^2 \varepsilon_{ij}}{\partial x_i \partial x_j}. \tag{3}$$

With the above expressions of the determined strains can be obtained the normal and shear tensions

$$\sigma_{ij}=\lambda\overline{\delta}_{ij}\frac{\partial u_k}{\partial x_k}+\mu\left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j}+\frac{\partial u_j}{\partial x_i}\right). \tag{4}$$

The tensions determined by means of the relation (4) obey the boundary conditions of the type

$$p_i=\sigma_{ij}n_j, \qquad (i=1,2\ ;\ j=1,2). \tag{5}$$

If it is supposed the element that works in the plane state conditions of stress (Fig. 1) obeying the relations (5) and (6) :

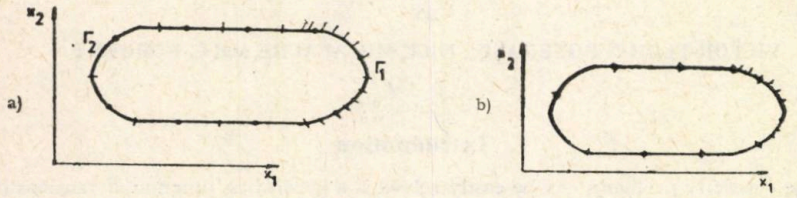


Fig. 1. — Bidimensional curves divided in elements: a) constant, b) linear.

$$\Gamma=\Gamma_1+\Gamma_2\ ;\ \Gamma_1\rightarrow u=\bar{u}\ ;\ \Gamma_2\rightarrow u^*=\frac{\partial u}{\partial n} \tag{6}$$

and using the technique of weighted residual, the total potential energy relation can be written in the form

$$\int_\Omega\left(\frac{\partial\sigma_{jk}}{\partial x_j}+b_k\right)u_k^*\,d\Omega=\int_{\Gamma_2}(p_k-\bar{p}_k)u_k^*\,d\Gamma+\int_{\Gamma_1}(\bar{u}_k-u_k)p_k^*\,d\Gamma, \tag{7}$$

that integrated through parts and using the relations (2) and (4) results

$$-\int_\Omega\sigma_{jk}\varepsilon_{jk}^*\,d\Omega+\int_\Omega b_ku_k^*\,d\Omega=-\int_{\Gamma_2}\bar{p}_ku_k^*\,d\Gamma-\int_{\Gamma_1}p_ku_k^*\,d\Gamma+\int_{\Gamma_1}(\bar{u}_k-u_k)p_k^*\,d\Gamma. \tag{8}$$

Using the solution of the fundamental plane elasticity problem

$$\frac{\partial\sigma_{jk}^*}{\partial x_j}+\delta_l^i=0, \tag{9}$$

in which δ_l^i is the Dirac delta-function (it represents the action of an unitary force in the point i and direction l) it is possible to found the solution of the integral equation (8) for the two directions in the form :

$$c_iu_l^i+\int_{\Gamma_1}\bar{u}_kp_{lk}^*\,d\Gamma+\int_{\Gamma_1}u_kp_{lk}^*\,d\Gamma=\int_\Omega b_ku_{lk}^*\,d\Omega+\int_{\Gamma_1}p_ku_{lk}^*\,d\Gamma+\int_{\Gamma_2}\bar{p}_ku_{lk}^*\,d\Gamma. \tag{10}$$

In the integral equation (10) the unknowns are the forces p_{lk} and the displacements u_{lk} that are produced by an unitary force applied on the

boundary in the point i in the direction l (for the plane stress $l=1$) [1], [2]. The solution of the integral equation (10) is a Kelvin type one [1]:

$$u^*_{lk}=\frac{1}{8\pi G(1-\nu)}\left[(3-4\nu)\ln\left(\frac{1}{r}\right)\bar{\delta}_{lk}+\frac{\partial r}{\partial x_l}\cdot\frac{\partial r}{\partial x_k}\right],$$

(11)

$$p^*_{lk}=\frac{1}{4\pi(1-\nu)r}\left[\frac{\partial r}{\partial n}\left\{(1-2\nu)\bar{\delta}_{lk}+2\frac{\partial r}{\partial x_k}\cdot\frac{\partial r}{\partial x_l}\right\}+(1-2\nu)\left(\frac{\partial r}{\partial x_l}n_k-\frac{\partial r}{\partial x_k}n_l\right)\right].$$

The growth of accuracy of the displacement solution and the traction is determined by the use of linear elements (Fig. 2) that mathematicaly are represented by means of some functions of interpolation of linear type [1], [4]

$$u=\Phi^T u^n=\begin{bmatrix}\Phi^T & \cdot\\ \cdot & \Phi^T\end{bmatrix}u^n,\quad p=\psi^T p^n=\begin{bmatrix}\psi^T & \cdot\\ \cdot & \psi^T\end{bmatrix}p^n, \tag{12}$$

$$\Phi_1=\frac{1}{2}(1-\xi),\ \Phi_2=\frac{1}{2}(1+\xi). \tag{13}$$

The solving of the integrals from (10) needs the introduction of the Jacobian for the passing from one system of coordinates into another one (Fig. 3):

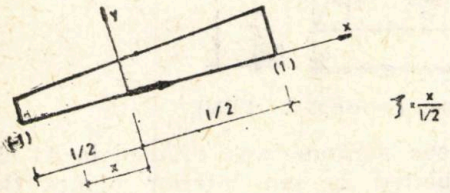


Fig. 2. — Linear element

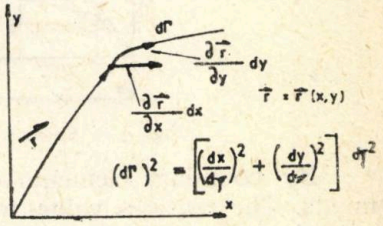


Fig. 3. — Notations on curve boundary.

$$d\Gamma=|G|\,d\xi,\ |G|=\sqrt{\left(\frac{dx}{d\xi}\right)^2+\left(\frac{dy}{d\xi}\right)^2}=\frac{d\Gamma}{d\xi}. \tag{14}$$

Replacing the relations (14) in the expression (10) the integrals become

$$c_i u^l_i+\int_{\Gamma_1}\bar{u}_k p^*_{lk}|G|\,d\xi+\int_{\Gamma_2}u_k p^*_{lk}|G|\,d\xi=\int_{\Omega}b_k u^*_{lk}\,d\Omega+\int_{\Gamma_1}p_k u^*_{lk}|G|\,d\xi+ \tag{15}$$

$$+\int_{\Gamma_2}\bar{p}_k u^*_{lk}|G|\,d\xi.$$

Introducing now the expression (15) in (4) the stresses are obtained in the form:

$$\sigma_{ij}=\int_{\Gamma}D_{kij}p_k\,d\Gamma-\int_{\Gamma}S_{kij}u_k\,d\Gamma+\int_{\Omega}D_{kij}u_k\,d\Omega, \tag{16}$$

where D_{kij}, S_{kij} are given in [2].

The linear elements influence the relation (15) so that finally the given solution through the boundary elements (the linear variation of the boundary elements) comes closer to the solution through finite elements in per cent.

3. The Tension State in Diaphragms

For exemplification it is presented a study for a steel diaphragm (Fig. 4) actioned by a plane load in static conditions.

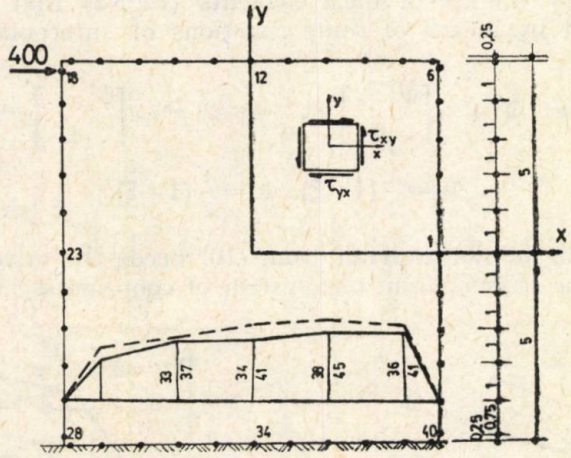


Fig. 4. — Shear stress diagram (— BEM, ... FEM)

By boundary elements method the contour was divided in 44 elements. The tensions values were calculated in ten interior points. By finite elements method was performed a division such that the points in which are calculated the tensions to correspond with the points from the boundary elements. Making a comparison, the diagrams of the shear stresses through BEM we can notice that appear differences of about 5 ... 6% in comparison with 15 ... 20% for constant elements (BEM).

4. Some Remarks

The introduction of the linear interpolating functions in the tensions calculus by BEM leads to the growth of accuracy in comparison with constant elements. The program modification in this respect is simple. It is modified only that part of the program called „SUBRUTINE FMAT", the other routines being left identically as for constant elements.

Of great interest is the introduction of the quadratic interpolating functions and of a superior rank in order to see the improvement of the solutions in comparison with the growth of the computer time.

Received, December 24, 1983

Polytehnic Institute, Jassy,
Department of Mechanics,
Department of Structural Mechanics
and
Department of Mathematics

REFERENCES

1. Brebbia C. A., Walker S., *Boundary Element Techniques in Engineering.* Newnes Butterworths, 1980.
2. Brebbia C. A., *The Boundary Element Method for Engineers.* Pentech Press, 1978.
3. Crouch S. L., Starfield A. M., *Boundary Element Methods in Solid Mechanics.* George Allen & Unwin, London, 1983.
4. Poteraşu V. F., Ciongradi I., Mihalache N., Popovici C., *Metoda elementelor de frontieră la analiza structurilor ce lucrează în starea plană de tensiuni.* C.N.I.T. Conf., Jassy, May 13—14, 1983.

UNELE PROBLEME ÎN ELASTICITATEA PLANĂ STUDIATE CU METODA ELEMENTELOR DE FRONTIERĂ

(Rezumat)

Se studiază starea plană de tensiuni în elasticitatea plană cu metoda elementelor de frontieră. Pentru creșterea preciziei se utilizează elemente de tip liniar. Pentru exemplificare se consideră o diafragmă plină acționată static de o forță concentrată la extremitatea liberă, cealaltă extremitate fiind încastrată. Se compară rezultatele obținute cu elemente constante și cu elemente liniare.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 624.01

SEISMIC ANALYSIS AND BEHAVIOUR OF THE PRECAST PRESTRESSED CONCRETE FRAMES

BY

AL. NEGOITĂ and V. HOBJILĂ

1. Considerations concerning the Precast Prestressed Concrete Frames

The fragmentation of the frame structures and their recomposing on the building site evoluated from the little arch keys, assembled by general prestressing, to linear precast elements with large spans, assembled in joints by local prestressing, respectively to plane elements or spatial ones, large enough, assembled outside the joints by general prestressing. The position choice of the connections depends on the necessary effort for satisfying the criteria of seismic behaviour, for the mounting of the components in structure, obtaining and prestressing of the connections. Additional, we have in view the reduction of the high-resistance steel consumption by putting the active reinforcements near to the extreme tensioned concrete fibres, the minimizing of the volume of injection for the cannels which contain post-tensioned reinforcements, the reduction of the connections number, providing the connection areas with some nonpretensioned reinforcements, the reduction of the metallic pieces, of the metallic anchorages, the improvement of the composition of the anchorages areas of the pretensioned and alternatively solicitated reinforcements.

Satisfying some of these criteria, we come to two representative types of precast prestressed concrete frames : with connections in „joints" [1], respectively with connections outside joints [2]. In order to rebuild the continuity of the structure we adopt differenciated degrees of prestressing, corresponding to the specific assemblage way. On these conditions, to intense seismic actions, the two systems will have specific responses, concerning both the reduction of the lateral rigidity, the elastic recovery after the action stops, the capacity of energy absorption and calitative differences (the density of the temporar opened cracks, the value of the cracks openings, the importance of the local effects in the initiation and the formation of the failure mechanism).

2. Researches on Precast Prestressed Concrete Models

For establishing some hysteretic curves characteristics for the systems with connections in „joints", respectively for the systems with connections outside joints, we took into consideration two models of storeyed substructures, subjected to lateral, alternative loads, monotonous increasing up to the failure, after their initial loading with vertical loads (substructures of industrial storeyed buildings with a columns network 6×6 m, with 5 floors, having an utility loading on 1 000 daN/m^2). The experimented models, to scale 1/3, have the same geometrical elements, but different struc-

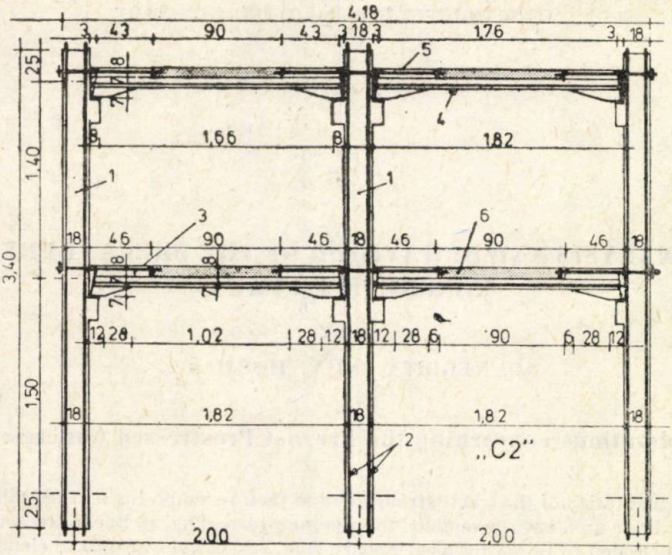


Fig. 1. — Geometric characteristics of the C2 frame (heavy concrete) : *1* — precast prestressed concrete column ; *2* — PC 60 (4 Ø 14) pretensioned bars ; *3* — precast prestressed concrete girder ; *4* — pretensioned (3 × 3 Ø 3 SBPI) braids ; *5* — high strength steel bolts (2 Ø 14, 18 MoCN 13) ; *6* — site concrete.

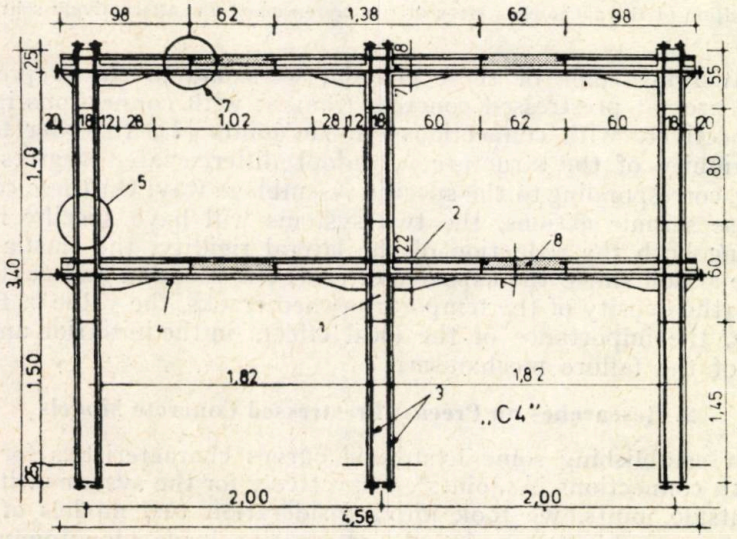


Fig. 2. — Geometric characteristics of the C4 frame (lightweight concrete) : *1* — precast concrete cross-wise element ; *2* — pretensioned braids (4 × 3 Ø 3 SBPI) ; *3* — PC 60 post-tensioned (4 Ø 12) bars ; *4* — post-tensioned strands (2 × 6 Ø 2.5 mm, SBPI) ; 5 — column — column connection ; *7* — girder — girder connection ; *8* — site concrete.

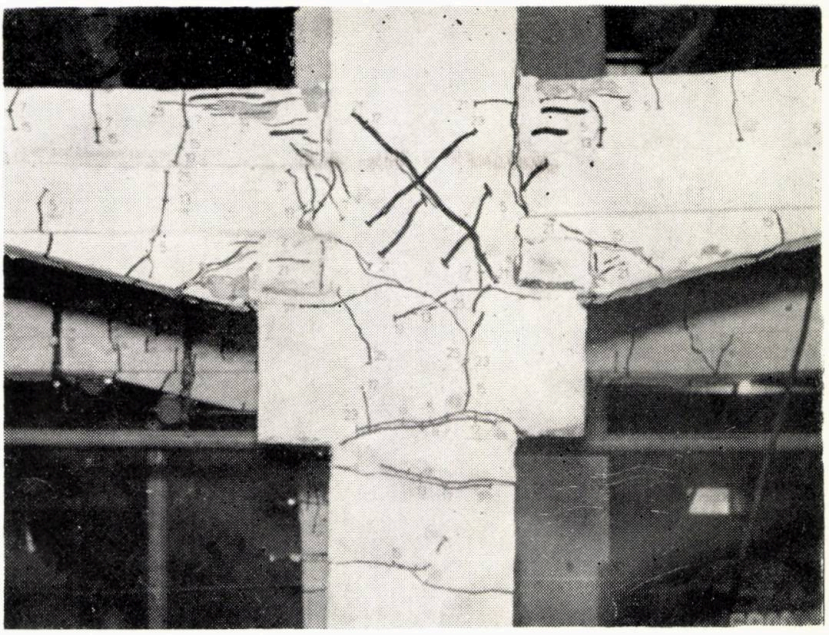


Fig. 4. — Central interior joint core after the C2 failure frame.

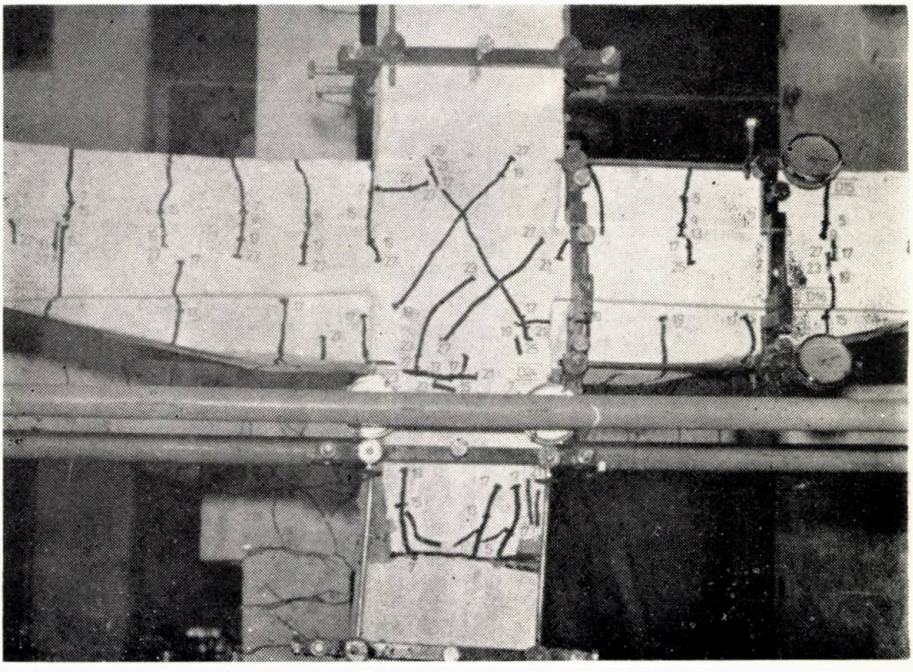


Fig. 6. — Central interior joint core and column—column connection aspects (at first floor), after the C4 failure frame.

tures and are made of heavy concrete (C2 frame—Fig. 1), respectively lightweight concrete (C4 frame — Fig. 2).

There were determined the specific deformations on the concrete fibres, in the critical areas, respectively the absolute level displacements ; we took into consideration the evolution of the alternative cracking process, the appearance of the plastic hinges, the influence of the concrete—post-tensioned reinforcement co-operation in the formation of the failure mechanism. The responses in displacements for the two systems is presented in Fig. 3 and 5 ; we notice the elastic recovery illustrated by the contraction of the hysteretic curves to the unloading ; the plastic hinges appear to the C2 frame, to the ends of girders, to their faces, and ductility factor to the lateral displacements ($\mu_\Delta = \Delta_{max}/\Delta_{crack.}$) has values between 4.1 and 7.3. The assemblage response is influenced by the local effects that happen in the connections, respectively in the transition areas-prestressed concrete—site concrete [3]. In the central interior connection, the ductility ratio ($\rho = \theta_{max}/\theta_{crack.}$) presents the values 17.5 ... 28.6. The cracks distribution in this area, after the failure of the system, is presented in Fig. 4. At the C4 frame, the plastic hinges appear to the column—column connections (Fig. 6) from the first floor and then in the transition areas, prestressed concrete—site concrete, on the girders ; in this case, $\mu_\Delta = 8.7$ ... 12.8. At column–column connection, the ductility ratio ρ have the values 33.9 ... 55.9, while in the section from the end of the girder, and which participates to the central joint, $\rho = 21.9$ ... 23.4. The diagonal cracks which appear in the central joint cores of the experimented models have temporary openings smaller than 0.2 mm, in moment of the alternative plasticizing of the critical areas.

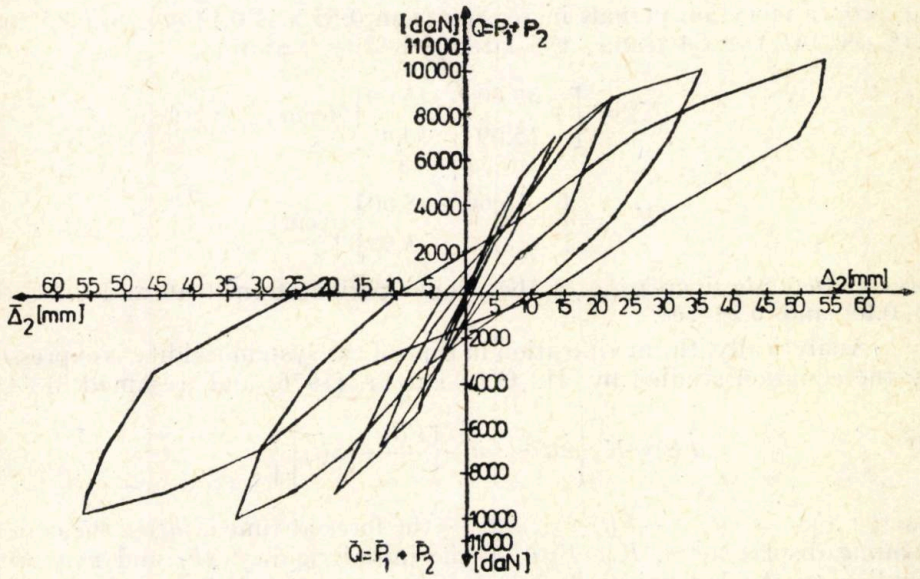


Fig. 3. — Q vs. Δ_2 ($\overline{Q}_2$ vs. $\overline{\Delta}_2$) relation for C2 frame.

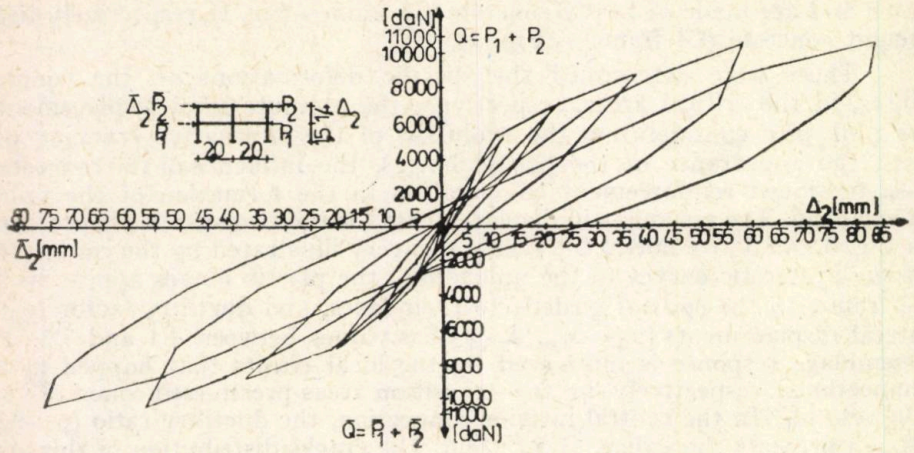


Fig. 5. — Q vs. Δ_2 ($\bar{Q}_2$ vs. $\bar{\Delta}_2$) relation for the C4 frame.

The initial lateral rigidity (experimentally determined) for the C2 frame,

$$[K_L^0] = \begin{bmatrix} 58.03 & -25.64 \\ -25.64 & 14.65 \end{bmatrix} [\text{t/cm}]$$

is reduced to

$$[K_L] = \begin{bmatrix} 53.62 & -17.87 \\ -17.87 & 8.00 \end{bmatrix} [\text{t/cm}],$$

the proper vibration periods increasing from 0.55 and 0.14 sec. to 0.63 and 0.16 sec. At the C4 frame, the lateral rigidity variation,

$$[K_L^0] = \begin{bmatrix} 38.60 & -15.09 \\ -15.09 & 10.97 \end{bmatrix} [\text{t/cm}],$$

to

$$[K_L] = \begin{bmatrix} 16.60 & -8.60 \\ -8.60 & 5.98 \end{bmatrix} [\text{t/cm}],$$

has as effect the increasing of the proper periods from 0.49 and 0.17 sec. to 0.89 and 0.24 sec.

Analytically, the modification in time of the system rigidity is expressed by the equation studied by H. Özdemir (1976) and resumed in [4]:

$$\dot{F}(t) = K_0 \left\{ \dot{u}(t) - |\dot{u}(t)| \left[\frac{F(t)}{F_0} - S(t) \right]^n \right\}, \tag{1}$$

where : $S(t) = a[u(t)/u_0 - F(t)/F_0]$, $F(t)$ — the force at time t, $u(t)$ — the corresponding displacement, $K_0 = F_0/u_0$ — the initial rigidity (F_0 and u_0 corresponding to the beginning of the plasticizing of the compressed concrete, the active „tensioned" reinforcement remaining in the elastic field). The

parameters a and n, that control the curve shape were determined by experiments (for C2 : $F_0 = 9\,000$ daN, $u_0=2$ cm, $a=0.8$, $b=1.0$, $n=1.0$; for C4 : $F_0=6\,000$ daN, $u_0=2$ cm, $a=0.8$, $b=1.0$, $n=3.0$). Considering K_y, the system rigidity after the concrete plasticizing in the compressed areas, which can be determined from relation $K_y \simeq K_0 a/(1+a)$ and introducing $b(t)$ for evaluation of the system degradation to the cyclic actions, Eq. (1) become :

$$(2) \qquad \left.\frac{\partial F_i}{\partial u_i}\right|_t = \frac{\dot{F}_i(t)}{\dot{u}_i(t)} = K_0 b(t)\left\{1 - \operatorname{sign}\left[\frac{F_i(t)}{F_0} - S(t)\right]^n\right\},$$

with sign$=1$, if $\dot{u}_i > 0$, respectively sign $= -1$, if $\dot{u}_i < 0$.

Using the model (1), we have determined the elastic and unelastic seismic response, in time, for the two storeyed frame models, using the calculus programme SEISNEL (Bhati, Pister and Pollak), considering the equation :

$$(3) \qquad M\ddot{u}(t)+C\dot{u}(t)+Ku(t)+F(t)=P(t),$$

where : M — the masses matrix ; C — the damping matrix, K — the matrix of rigidity ; $F(t)$ — the nonlinear forces vector and $P(t)=-M\{1\}\ddot{u}_g(t)$. We admitted $[C]=\alpha[M]+\beta[K_L]$, where

$$\alpha=\frac{2\omega_1\omega_2}{\omega_1^2-\omega_2^2}(\nu_1\omega_2-\nu_2\omega_1), \qquad \beta=\frac{2(\nu_1\omega_1-\nu_2\omega_2)}{\omega_2^2-\omega_1^2},$$

ν_1 and ν_2 being rations from the critic damping in 1 and 2 ways of vibration. Considering for C2, $\nu_1=5\%$, $\nu_2=3.5\%$, $\alpha=0.877$ and $\beta=0.00122$, we determine the nonlinear seismic response to the acceleration curves „the 4th of March 1977" (Romania) and „El Centro 1940" ; the maxim shear forces are 1 500 daN and 5 200 daN. For the C4 frame we admitted $\nu_1=7\%$, $\nu_2=5\%$, $\alpha=0.858$ and $\beta=0.00256$; the total shear force presents the values 1 525, respectively 4 840 daN.

The security coefficients for the models analysed to the two acceleration curves, present values between 2.1 and 6.1 (for C2 frame), respectively 2.17 and 6.2 (for C4 frame).

Received, August 8, 1983

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Structural Mechanics

REFERENCES

1. Mihul A., Hobjilă V., *Constitution des structures en cadres étagés d'éléments préfabriqués précontraints.* Proc. of FIP Symp. on Partial Prestressing and Practical Construction in Prestressed and Reinforced Concrete, Buc., 2, 450–460 (1980).
2. Negoiţă Al., Hobjilă V., Dumitraş M., Negoiţă I., *La réponse séïsmique des portiques en béton précontraint.* Proc. of FIP Symp. on Partial Prestressing and Practical Construction in Prestressed and Reinforced Concrete, Buc., 2, 574–585 (1980).

1848

3. Negoiță Al., Hobjilă V., *The Hysteretic Behaviour of the Precast Prestressed Concrete Frames to the Alternating Lateral Loads.* 7th W.C.E.E., Istambul, 1980.
4. Ciongradi I., Budescu M., Ciongradi C., Silion R., *Nonlinear Behaviour Curves for Systems Subjected to Dynamic Actions* (in Romanian). Scient. Sess., Civil Eng. Fac., Jassy, **II**, 49–52 (1981).

ANALIZA SEISMICĂ ȘI COMPORTAREA CADRELOR PREFABRICATE DIN BETON PRECOMPRIMAT

(Rezumat)

Se prezintă cîteva considerații privind concepția și alcătuirea a două tipuri de cadre etajate, din prefabricate precomprimate, asamblate prin precomprimare locală/generală, cu diferite grade de precomprimare.

Se propun curbe de histerezis caracteristice sistemelor constructive, pe baza rezultatelor experimentale obținute pe două modele de cadre etajate, acționate de sarcini laterale alternante.

Se determină experimental coeficienții de ductilitate secțională și factorii de ductilitate structurală pentru cele două sisteme constructive.

Se stabilesc unele concluzii privind analiza seismică a cadrelor etajate alcătuite din elemente prefabricate precomprimate, asamblate prin precomprimare.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 624.04

INVESTIGATIONS CONCERNING DUCTILE STEEL DAMPING AND COMPLEX MODULUS IN STRUCTURES

BY

GABRIELA ATANASIU, LUCIAN STRAT and LEOPOLD BIBOROSCH

1. General Considerations

In close connection with the dissipative capacity of the energy imparted during seismic motions to the structure, the damping properties of mild steels used in buildings have a significant influence in defining dynamic response of metallic structures. These steels are optimal materials from this point of view, possessing a high degree of ductility gained during rolling and due to the low carbon content. The ductility ratios used in aseismic design can be determined directly from the cyclic stress–strain curves, as it is shown in Fig. 1.

In most cases, the ductility factor of the material, μ_ε, representing maximum specific strain related to the yield one, results rather large, of about 5.5 ; in this way damping ratios computed by means of the relationship expressing equivalent viscous friction

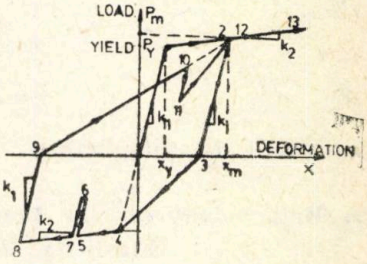


Fig. 1

$$\nu_{eq}=\frac{2}{\pi}\cdot\frac{(x_m/x_y-1)\,(1-K_2/K_1)}{(x_m/x_y)^2} \tag{1}$$

results as

$$\nu^0_{eq}=0.0947\left(1-\frac{K_2}{K_1}\right), \tag{2}$$

where K_1, K_2 are the slopes of the stress—strain diagram idealized by a bilinear fonction. For the ideally elasto-plastic case, $K_2=0$, therefore

$$\nu^0_{eq}=9.47\%, \tag{3}$$

representing a rather large amount comparatively with the mild steel damping values recorded in the elastic range, usually not exceeding 2...4 %. In order to get reliable values for internal damping ratios, an estimation of dissipated energy provided by the hysteretic loop areas, measured at records in low cycling, is necessary. In this way damping values can be easily obtained with the relation :

(4) $$\nu = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} = \frac{c}{c_{cr}}.$$

Approximating an oscillation cycle with an elliptic area, internal damping parameters can be expressed according to the hysteresis loop, defined by ε_0 and σ_0, respectively by ε_n, σ_n (Fig. 2) that is :

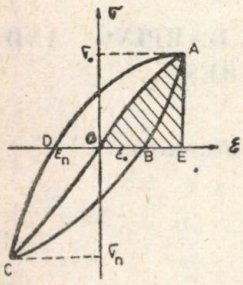


Fig. 2

(5) $$\nu = \frac{1}{4\pi} \cdot \frac{\Omega_{ABCDA}}{\Omega_{OAEO}}.$$

The significance of the strain energy and of the work done in a complete cycle and during the time-history of the loading is broadly treated in many papers as [1], [2].

The logarithmic decay for small damping values is given by

(6) $$\Delta = 2\pi \frac{c}{c_{cr}} = 2\pi\nu.$$

Another way for appreciating energy loss by internal damping in the case of sinusoidal steady-state vibrations results after drawing simultaneously $\sigma = f_1(t)$ and $\varepsilon = f_2(t)$ curves and determining the phase lag between the impulsive force and the strain response which is proportional with the loss angle of the complex modulus. The decay time at mild steels is

(7) $$\Delta t = \frac{\varphi_\delta}{\omega_0} \approx \frac{\varphi_\delta}{\omega}$$

and

(8) $$\eta = 2\nu = \operatorname{tg}\varphi_\delta \approx \sin\varphi_\delta = \frac{\Delta f_n}{f_n},$$

for small damping values.

2. Methodology for the Determination of Internal Damping and Complex Elasticity Modulus of Steel Specimens

The experimental method available for investigating damping and complex modulus is based upon inducing in the reinforced concrete specimen longitudinal or bending vibrations until resonant magnification is achieved. Two goals are intended : a) the plot of the specimen response curve in frequencies in view of resonant frequency identification ; b) the plot of the amplitude response in free vibrations of the specimen matched for the resonant value of the frequency (the so-called „decay" method or decrease rate) or by detailing the specimen response at forced vibrations covering the resonant frequency range.

In order to get the response curve in frequencies, a measuring chain consisting from Brüel & Kjaer electronic equipment has been used : variable frequency signal generator (type 1 023 and type 1 027 respectively), impulsive transducer type MM002 receiver type MM004, measuring amplifier type 2 613 or frequency analyser type 2 112 and level recorder type 2 315.

The specimens with $D_{ia} \leqslant 20$ mm and a length in the range 75...220 mm, are clamped at one edge and free at the other one. The edge to be clamped is previously shaped in order to achieve a very close link. The impulsive transducer is mounted in the neighbourhood of the clamped end, while the receiving transducer can be mounted either in the vicinity of the free end or at the half space between both ends (the dashed line in Fig. 3). The measure chain and the fixing system of the specimen is presented in Fig. 3.

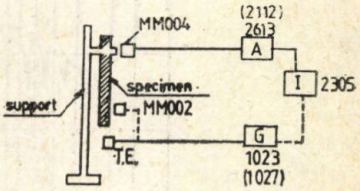


Fig. 3

The reinforced concrete specimen is excited in the frequency range of 20 ... 20 000 Hz, the resonance curve being thus plotted by means of the level recorder. From the record, the fundamental resonant frequency and the upper frequencies are identified. Using the same equipment, the specimen is excited at one of the resonant frequency values, usually the fundamental one, and it is let to oscilate free, being recorded the response curve for free vibrations.

In order to put into evidence in detail the frequency spectrum, in the neighbourhood of the resonant frequency, in the above described measure chain, the amplifier 2 603 or the analyser 2 112 should be replaced by a band-filter, for instance a Brüel & Kjaer 2 107 type, enabling the selection of some frequency bands of 6% from the nominal frequency.

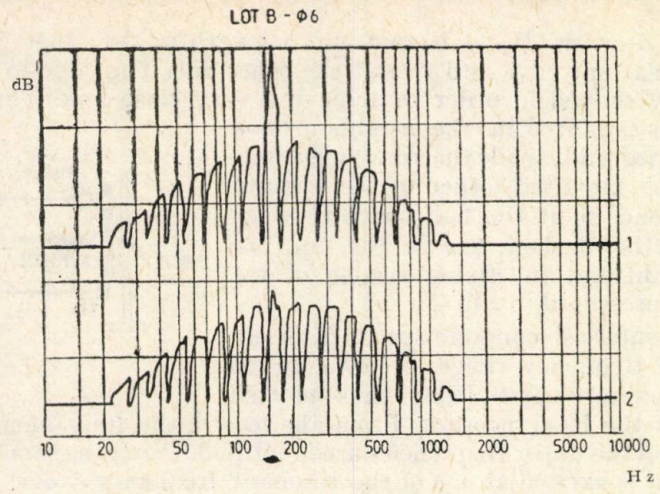
Using the broad band filter 2 112 as a linear indicator, the frequency of the vibrations generated by the signal generator is varied in the neighbourhood of the resonance until peak value is obtained. Afterwards the frequency is constantly maintained and the narrow band filter 2 107 is introduced, in this way a detailed analysis in frequency of the specimen response at resonance being acomplished [3], [4].

In view of the interpretation of experimental results, a relationship for the dynamic elasticity modulus E_d issued from the dynamic analysis of the one-degree-of-freedom system at longitudinal vibrations is employed

$$E_d = 4.8\pi^2 \rho \frac{l^2}{h} \cdot \frac{f_n^2}{K_n} \cdot [\mathrm{N/m^2}], \tag{9}$$

where : l — is the free length of the specimen, [m] ; h—the depth of the specimen cross-section, [m] ; ρ - the specific density of the material, [daN/ /m^3] ; f_n — the resonant frequency in the fundamental or upper mode of vibration, [Hz] ; K_n —a coefficient depending upon the vibration mode and the specimen type of support.

Using the same measuring chain, internal damping of the specimen by means of loss factor determination can be evaluated. In this aim are available the method of free vibrations and also the method based on forced vibrations. The loss factor η is calculated using the half power points procedure. Another procedure for defining η is based on damped free vibrations of the specimen for the resonant frequency. In the assumption that damping of the material is a viscous one, the loss factor η can be expressed in relation with the decrease rate of the specimen displacement amplitude D, [dB/s] with the relationship :


LOT B - Φ6
dB
1
2
10
20
50
100
200
500
1000
2000
5000
10000
Hz

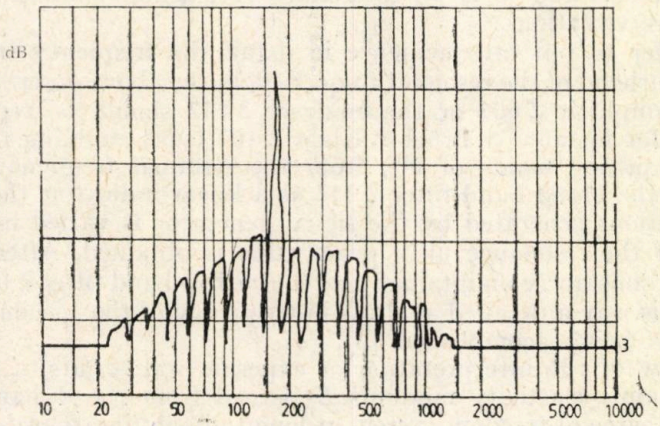

dB
3
10
20
50
100
200
500
1000
2000
5000
10000

Fig. 4 *a*

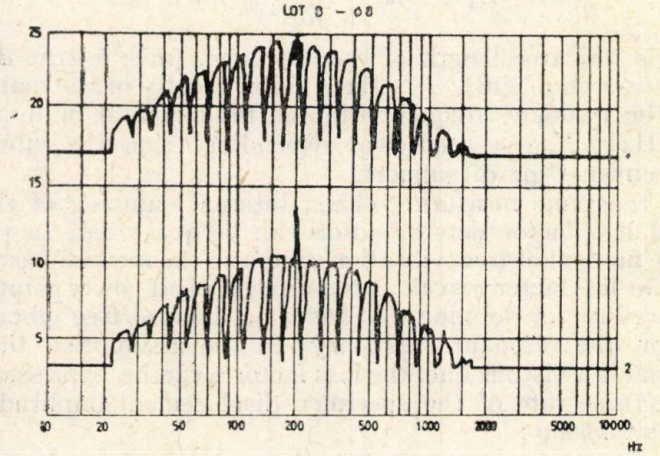

LOT B - Φ8
25
20
15
10
5
2
20
50
100
200
500
5000
10000
Hz

Fig. 4 *b*

$$\eta = \frac{0.0366\,D}{f_n}, \tag{10}$$

where f_n is the resonant frequency of the specimen in the n vibration normal mode, [Hz].

Table 1

Experimental Data concerning Physico-mechanical Properties of Specimens made from Steel Reinforcing Bars OL 37

No.	Specimen	Diameter mm	Number of tested pattern	Physico-mechanical static property, [daN/cm²]			Dynamic property	
				σ_y	σ_{ul}	E_{st}	$E_d(E_1)$ daN/cm²	η
1	A 6	6	6	3 570.52	5 171.94	1.2698	1.6010	0.00887
2	B 6	6	3	3 670.22	5 054.54	1.400	1.4815	0.0104
3	A 8	8	6	2 776.92	4 363.49	1.4816	1.7887	0.00901
4	B 8	8	3	2 771.34	4 263.64	1.3900	1.5588	0.0109

In the table, the average values of the experimental data of the mechanical properties are given.

3. Experimental Results

The experimental values of the dynamic elasticity modulus and of the loss factor stated according with the above mentioned methodology are given in Table 1 for OL 37 steel specimens with ∅ 6 and ∅ 8, compared with some obtained mechanical properties.

The shape of the response curve in frequencies, for OL 37 steel specimen having ∅ 6 and respectively ∅ 8 leading to the presented results, is also shown in Fig. 4. The values of the dynamic elasticity modulus oscillate between 1.05 and 1.26 from the corresponding value of the static elastic modulus of the specimen. The values of the loss factor are also limited in the range of $\eta = 0.0087...0.0109$.

4. Conclusive Remarks

Taking into acount the agreement between experimental results obtained upon the dynamic elasticity modulus and the loss factor of the reinforcing steel, in limits of the recommended values in the reference literature from abroad, we appreciate that the adopted methodology herein can be used as a current procedure for establishing the specific values of these properties for mild steels interfering in dynamic and earthquake resistant design of structures.

Received, July 7, 1983

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Structural Mechanics

REFERENCES

1. Borges F., *Structural Behavior under Repeated Loading*. Laboratorio National de Engenharia Civil, Lisboa, 1973.
2. Negoiţă Al., Focşa G., Strat L. et al., *Determinarea caracteristicilor statice şi dinamice ale betoanelor de mărci superioare*. Research Contract, ICCPDC, Buc., *610* (1979).
3. Focşa G. Strat L., Biborosch L., *Asupra modulului de elasticitate complex al oţelurilor ductile*. Jub. Sci. Sess. „40 Years of High Education Field of Civil Engineering at Jassy", **H**, 124–126 (1981).
4. Focşa G., Strat L., *Asupra comportării la acţiuni seismice a materialelor structurale*. Jub. Sci. Sess. „40 Years of High Education in Field of Civil Engineering at Jassy", **H**, 127–130 (1981).

CERCETĂRI PRIVIND AMORTIZAREA ŞI MODULUL COMPLEX AL OŢELURILOR DUCTILE DIN STRUCTURI

(Rezumat)

Se prezintă metodologia adoptată pentru determinarea parametrilor amortizării interne şi ale modulului de elasticitate complex al unor probe de oţel ductil utilizat în structurile metalice sau în asociere cu betonul. Rezultatele experimentale obţinute pe epruvete de armătură de oţel de diferite diametre pentru modulul dinamic şi factorul de pierdere, în strînsă dependenţă cu disiparea de energie în domeniul elastic şi neelastic de comportare, atestă valabilitatea metodologiei adoptate, iar valorile obţinute în regim dinamic sînt superioare celor determinate în regim static.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983

C.Z. 624.07

DETERMINAREA EFORTURILOR ÎN GRINZILE METALICE, DUBLU ÎNCASTRATE, PRETENSIONATE CU TIRANŢI DE ÎNALTĂ REZISTENŢĂ

DE

DAN PRECUPANU

1. Consideraţii teoretice

Grinzile pretensionate sînt sisteme cu un grad de nedeterminare statică mai ridicat decît grinzile obişnuite, nepretensionate, deoarece tiranţii introduc tot atîtea legături suplimentare. Din acest motiv numărul parametrilor care trebuie determinaţi în problema de dimensionare creşte, ceea ce complică mult calculul acestor structuri. O rezolvare convenabilă se poate obţine folosind metoda secţiunii echivalente [1]. Pentru aceasta este însă necesar să se cunoască momentul încovoietor total (preluat de ansamblul grindă+tirant) din secţiunea ce urmează a fi dimensionată.

În cele ce urmează se urmăreşte stabilirea relaţiilor de calcul ale acestor momente în funcţie de valorile cunoscute la elementele nepretensionate.

Se va examina grinda dublu încastrată, pretensionată la capete cu tiranţi de înaltă rezistenţă dispuşi paralel cu axa longitudinală (fig. 1). Acţiunea exterioară se va considera în două ipoteze : a) forţă uniform distribuită pe toată deschiderea ; b) forţă concentrată aplicată la mijlocul deschiderii.

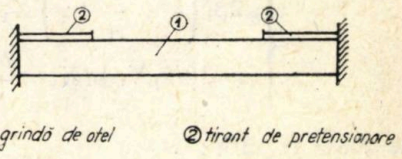


Fig. 1

2. Stabilirea relaţiilor de calcul

2.1. Grindă încărcată cu forţă uniform distribuită (fig. 2)

Se va considera, pentru început, că tirantul este montat pe grindă, nepretensionat. Pe această stare se aplică forţa exterioară. Sistemul fiind de două ori static nedeterminat, se notează cu : X_1 — efortul din tirant, care reprezintă, de fapt, efortul de autotensionare, X_2 — momentul de încastrare.

Condiţia de compatibilitate a deplasărilor se scrie :

$$(1) \qquad \begin{cases} \delta_{11}X_1+\delta_{12}X_2+\Delta_{1p}=\Delta_t, \\ \delta_{21}X_1+\delta_{22}X_2+\Delta_{2p}=0, \end{cases}$$

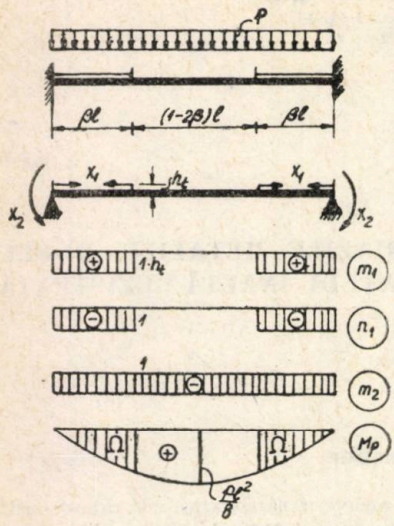


Fig. 2

Coeficienții necunoscutelor și termenii liberi din acest sistem de ecuații au următoarele expresii:

$$EI\delta_{11}=2\left(\beta l h_t^2+\beta l\frac{I}{A}\right),\qquad EI\delta_{22}=l,$$

$$EI\delta_{12}=-2\beta l h_t,$$

$$EI\Delta_{1p}=2\Omega h_t=2\frac{pl^3}{12}\beta^2(3-2\beta)h_t,$$

$$\Omega=\int_0^{\beta l}\left(\frac{pl}{2}x-\frac{px^2}{2}\right)dx=\frac{pl^3}{12}\beta^2(3-2\beta),$$

$$EI\Delta_{2p}=-\frac{2}{3}\cdot\frac{pl^2}{8}l=-\frac{pl^3}{12},$$

$$EI\Delta_t=-2X_1\beta l\frac{EI}{E_tA_t}=-2X_1\beta l\gamma,$$

unde $\gamma=\dfrac{EI}{E_tA_t}$;

E_tA_t este rigiditatea secțiunii tirantului la întindere.

Introducînd aceste expresii în sistemul (1) se obține:

$$\begin{cases}2\beta l\left(h^2+\dfrac{I}{A}+\gamma\right)X_1-2\beta l h_t X_2=-\dfrac{pl^3}{12}2\beta^2(3-2\beta)h_t,\\ -2\beta l h_t X_1+lX_2=\dfrac{pl^3}{12},\end{cases}$$

de unde rezultă:

$$X_1=\frac{pl^2}{12}\cdot\frac{h_t[1-\beta(3-2\beta)]}{h_t^2(1-2\beta)+I/A+\gamma},\tag{2}$$

$$X_2=\frac{pl^2}{12}\cdot\frac{h_t^2[1-2\beta^2(3-2\beta)]+I/A+\gamma}{h_t^2(1-2\beta)+I/A+\gamma}.\tag{3}$$

Relațiile (2), (3) pot fi scrise sub forma:

$$X_1=\mathcal{M}A_1,\tag{4}$$

$$X_2=\mathcal{M}B_1,\tag{5}$$

în care $\mathcal{M}=pl^2/12$ reprezintă momentul de încastrare al barei nepretensionate, iar coeficienții A_1, B_1 sînt dați de rapoartele:

$$A_1=\frac{h_t[1-\beta(3-2\beta)]}{h_t^2(1-2\beta)+I/A+\gamma},\qquad B_1=\frac{h_t^2[1-2\beta^2(3-2\beta)]+I/A+\gamma}{h_t^2(1-2\beta)+I/A+\gamma}.$$

Vom examina, în continuare, eforturile care se produc în structură, din preîntinderea tirantului cu un efort inițial X_0 (fig. 3). Ecuația de compatibilitate a deplasărilor este:

$$\delta X_{20}+\Delta_p=0,\tag{6}$$

în care

$$EI\delta=l, \quad EI\Delta_p=-2\beta l h_t X_0.$$

Înlocuind aceste expresii în ecuația (6) rezultă :

$$lX_{20}-2\beta l h_t X_0=0,$$

de unde se obține :

$$X_{20}=2\beta h_t X_0. \tag{7}$$

Notînd cu X efortul total din tirant:

$$X=X_0+X_1, \tag{8}$$

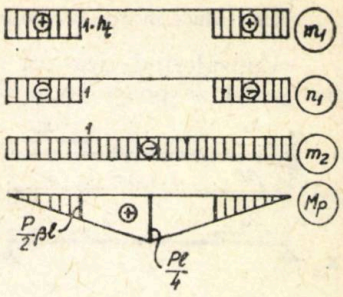


Fig. 3

expresia (7) poate fi scrisă sub forma :

$$X_{20}=2\beta h_t(X-X_1)=2\beta h_t(A_{te}R-X_1), \tag{9}$$

cu A_{te} — aria echivalentă a tirantului.

Dacă se introduce notația

$$c_M=\frac{M}{\mathcal{M}}, \tag{10}$$

M fiind momentul de încastrare al structurii pretensionate (grindă + tirant) în faza de exploatare :

$$M=X_2+X_{20} \tag{11}$$

și se are în vedere relația (4), expresia (9) devine :

$$X_{20}=2\beta h_t\left(At_e\frac{M}{W_{ze}}-\mathcal{M}A_1\right)=2\beta h_t\left(A_{te}\frac{c_M\mathcal{M}}{W_{ze}}-\mathcal{M}A_1\right), \tag{12}$$

unde W_{ze} — modulul de rezistență al secțiunii echivalente.

Revenind la relația (10) și ținînd cont de (11), (5) și (12) rezultă :

$$c_M=\frac{X_2+X_{20}}{\mathcal{M}}=\frac{\mathcal{M}B_1+2\beta h_t(A_{te}c_M\mathcal{M}/W_{ze}-\mathcal{M}A_1}{\mathcal{M}},$$

de unde se deduce

$$c_M=\frac{B_1-2\beta h_t A_1}{1-2\beta h_t A_{te}/W_{ze}}.$$

Se poate constata că

$$B_1-2\beta h_t A_1=1 \tag{13}$$

și ca urmare

$$c_M=\frac{1}{1-2\beta h_t A_{te}/W_{ze}}. \tag{14}$$

2.2. Grindă încărcată cu o forță concentrată aplicată la mijlocul deschiderii (fig. 4)

Considerînd tirantul montat dar nepretensionat și păstrînd notațiile din §. 2.1 se poate scrie sistemul de ecuații :

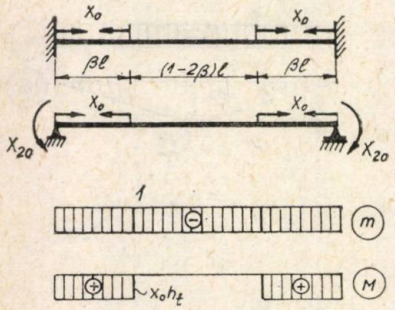


Fig. 4

$$(15)\qquad \begin{cases} \delta_{11}X_1+\delta_{12}X_2+\Delta_{1p}=\Delta_t, \\ \delta_{21}X_1+\delta_{22}X_2+\Delta_{2p}=0, \end{cases}$$

unde δ_{11}, δ_{12}, δ_{22} au aceleași expresii ca în § 2.1, iar

$$EI\Delta_{1p}=\frac{P\beta^2l^2}{2}h_t,$$

$$EI\Delta_{2p}=-\frac{Pl^2}{8},$$

$$EI\Delta_t=-2X_1\beta l\gamma.$$

În aceste condiții sistemul de ecuații (15) devine :

$$2\beta l\left(h_t^2+\frac{I}{A}+\gamma\right)X_1-2\beta lh_tX_2=-\frac{P\beta^2l^2}{2}h_t,$$

$$-2\beta lh_tX_1+lX_2=\frac{Pl^2}{8},$$

de unde se obține :

$$(16)\qquad X_1=\frac{Pl}{8}\cdot\frac{h_t(1-2\beta)}{h_t^2(1-2\beta)+I/A+\gamma},$$

$$(17)\qquad X_2=\frac{Pl}{8}\cdot\frac{h_t^2(1-4\beta^2)+I/A+\gamma}{h_t^2(1-2\beta)+I/A+\gamma},$$

sau

$$(18)\qquad X_1=\mathcal{M}A_2,\qquad (19)\quad X_2=\mathcal{M}B_2,$$

unde $\mathcal{M}=Pl/8$ reprezintă momentul de încastrare al barei nepretensionate iar coeficienții A_2, B_2, rapoartele respective din expresiile (16), (17).

Momentul de încastrare produs la preîntinderea inițială a tirantului cu efortul X_0 (fig. 5) se obține din relația (9) :

$$(20)\qquad X_{20}=2\beta h_t(A_{te}R-X_1),$$

în care X_1 este dat de (18).

Notînd cu M momentul de încastrare al structurii pretensionate (grindă+tirant), în faza de exploatare, $M=X_2+X_{20}$, coeficientul c_M devine :

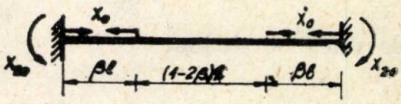


Fig. 5

$$(21)\qquad c_M=\frac{M}{\mathcal{M}}=\frac{X_2+X_{20}}{\mathcal{M}}$$

sau, avînd în vedere expresiile (17) și (20) :

$$c_M=\frac{\mathcal{M}B_2+2\beta h_t(A_{te}c_M\mathcal{M}/W_{ze}-\mathcal{M}A_2)}{\mathcal{M}}=\frac{B_2-2\beta h_tA_2}{1-2\beta h_tA_{te}/W_{ze}}.$$

Se observă că și în acest caz $B_2 - 2\beta h_t A_2 = 1$ încît, în final se obține

$$c_M = \frac{1}{1 - 2\beta h_t A_{te}/W_{ze}}. \tag{22}$$

Din formulele (14), (22) rezultă că valoarea coeficientului de corecție c_M care trebuie aplicat momentului încovoietor maxim din structura nepretensionată pentru a obține momentul maxim al structurii pretensionate (bară+tirant) depinde de gradul de pretensionare al secțiunii (raportul A_{te}/W_{ze}) și de poziția tirantului față de axa grinzii (distanța h_t). Factorul β, prin care se exprimă lungimea tirantului, se determină în funcție de gradul de pretensionare și modul de distribuție al acțiunii exterioare.

În continuare se examinează valorile coeficientului c_M pentru cele două ipoteze de încărcare. Tirantul de pretensionare se consideră fixat pe fața grinzii. Se admite ipoteza $h_t = h_1$, unde h_1 reprezintă distanța de la axa neutră a secțiunii pretensionate la fibra extremă întinsă. Vom presupune că secțiunea grinzii are forma dublu T alcătuită în două variante (fig. 6) deosebite între

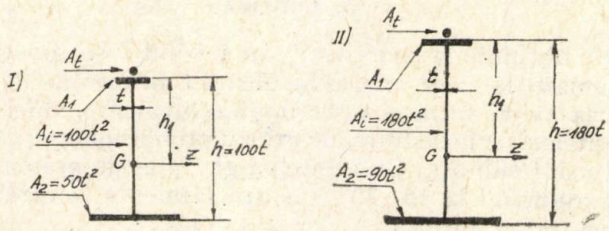


Fig. 6

ele prin coeficientul de subțirime al inimii : tipul I cu $h/t_i = 100$, tipul II cu $h/t_i = 180$. Caracteristicile geometrice ale acestor două tipuri de secțiuni, pentru diverse valori ale raportului A_{te}/A_{1e}, sînt prezentate în tabelul 1.

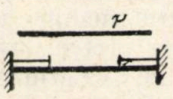
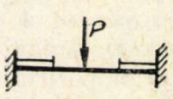
Tabelul 1

	Secțiunea tip I							Secțiunea tip II					
	$\frac{A_{te}}{A_{1e}}$	A_i t^2	A_2 t^2	A_1 t^2	A_{te} t^2	$h_1 = h_t$ t	$h_t \frac{A_{te}}{W_{ze}}$	A_i t^2	A_2 t^2	A_1 t^2	A_{te} t^2	$h_1 = h_t$ t	$h_t \frac{A_{te}}{W_{ze}}$
Secțiunea echivalentă	0	100	50	50	0	50	—	180	90	90		90	—
Secțiunea pretensionată	0,5	100	50	25	25	57,14	0,2143	180	90	45	45	102,86	0,2143
	0,6	100	50	20	30	58,82	0,2647	180	90	36	54	105,88	0,2647
	0,8	100	50	10	40	62,50	0,3750	180	90	18	72	112,50	0,3750
	1,0	100	50	0	50	66,66	0,500	180	90	0	90	120,00	0,500

Ultima coloană corespunzătoare secțiunii de tip I fiind identică cu cea de la secțiunea de tip II rezultă că factorul $h_t A_{te}/W_{ze}$ care intervine în

relațiile (14), (22) nu depinde de forma secțiunii. Ca urmare, valorile coeficientului de corecție c_M pot fi întabulate în funcție numai de gradul de pretensionare al secțiunii și ipoteza de încărcare (tabelul 2).

Tabelul 2

$\frac{A_{te}}{A_{1e}}$	$h_t \frac{A_{te}}{W_{ze}}$				
		β	c_M	β	c_M
0,5	0,2143	0,055	1,024	0,080	1,035
0,6	0,2647	0,069	1,038	0,098	1,055
0,8	0,3750	0,097	1,078	0,132	1,110
1,0	0,500	0,125	1,143	0,165	1,200

3. Concluzii

Din datele obținute și concentrate în tabelul 2 se constată că pentru grinzi pretensionate la care aria echivalentă a tirantului reprezintă pînă la 50% din aria tălpii întinse a secțiunii echivalente, diferențele dintre valorile momentelor de încastrare ale grinzii pretensionate și cele ale grinzii nepretensionate sînt sub 5%. Cu creșterea gradului de pretensionare aceste diferențe cresc ajungînd la 15...20% pentru elemente la care tirantul înlocuiește întreaga talpă întinsă.

Primită la 18 decembrie 1983

Institutul politehnic, Iași,
Catedra de mecanica construcțiilor

BIBLIOGRAFIE

1. Precupanu D., *Grinzi metalice pretensionate în domeniul elastic.* Rev. Construcții, 9 (1973).

LA DÉTERMINATION DES EFFORTS DANS LES POUTRES MÉTALLIQUES, ENCASTRÉES AUX DEUX EXTRÉMITÉS, PRÉTENSIONNÉES À TIRANTS DE HAUTE RÉSISTANCE

(Résumé)

On présente les relations à l'aide desquelles on peut calculer les moments de flexion de la poutre encastrée aux deux extrémités, prétensionnée, en fonction des valeurs du moment de la poutre nonprétensionée. Si l'aire équivalente du tirant ne dépasse pas 50% de l'aire de la semelle tendue de la section équivalente, les différences entre les valeurs des moments de flexion pour les deux structures sont sous 5%.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 624.07

SUR LE CALCUL DES SYSTÈMES DE CÂBLES COPLANAIRES PRÉCONTRAINTS

PAR

V. PESCARU

1. Introduction

Denommés systèmes précontraints à deux membrures [1], [2], systèmes de câbles contretendus [3] ou bien fermes de câbles [4], [5], les structures représentées dans la Fig. 1 ont un comportement identique sous charges à savoir : pour des valeurs croissantes des charges gravitationnelles l'effort dans le câble portant croît, tandis que l'effort dans le câble tenseur (stabilisateur) diminue ; les effets d'une charge ascensionnelle (par exemple due au vent) sont contraires. Précontraints, ces systèmes ont une rigidité suffisamment grande pour être utilisés comme fermes de toiture à grande portée, traversées de conduites sur des obstacles etc.

Les méthodes exactes de calcul pour tels systèmes sont laborieuses et dans ce but ont été conçues des méthodes approximatives qui réduisent considérablement le temps de l'étude, avec une précision suffisante.

Toutefois plusieures des méthodes simplifiées ne permettent pas à considérer toutes les situations de charge qui peuvent intervenir simultanément sur les structures pendant l'exploitation. Ainsi les relations de calcul proposées dans [1], [3], [6] ne considèrent pas la variation de la température climatique par rapport à la température de la précontrainte.

En partant des résultats obtenus en [6], qui sont valables seulement pour le cas particulier d'un système géométriquement symétrique de câbles coplanaires précontraints, non soumis aux variations de température, on déduira ci-dessous des relations analytiques pour le calcul des systèmes symétriques ou non, pour toute combinaison possible des charges en exploitation, l'écart de température y compris.

Pour apprécier la précision des relations de calcul déduites on résoudra par voie numérique le système calculé en [5], en comparant les résultats.

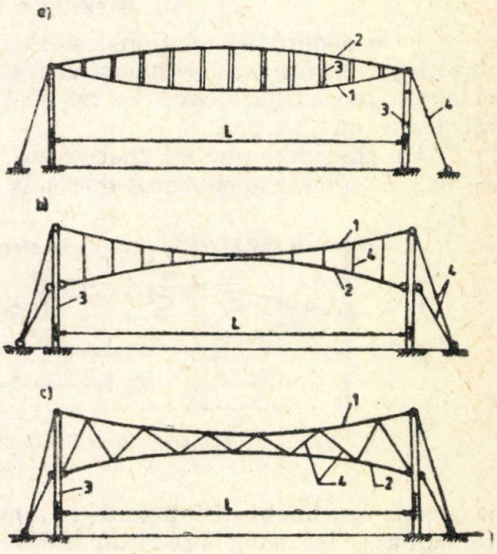


Fig. 1. — Systèmes précontraints de câbles coplanaires : *1* — membrure portante ; *2* — membrure stabilisatrice ; *3* — montant rigide à la compression ; *4* — tirant.

2. Hypothèses de calcul

Les dimensions des éléments de liaison entre les deux membrures sont choisies telles que les membrures aient une configuration parabolique (de second degré si les charges principales de service sont uniformément réparties le long de la structure et de troisième degré si élles sont triangulairement réparties, par exemple pour les fermes disposées radialement d'une toiture à plan circulaire). Cette condition assure des déplacements cinématiques petits, grâce à la similitude de l'effet de la précontrainte sur les membrures avec les charges principales de service.

On suppose que les éléments de liaison des membrures sont suffisament rapprochés pour qu'on puisse considérer en calcul leurs effet sur les membrures dû à la précontrainte comme une charge s répartie d'une façon continue (constante le long des membrures quand celles-ci ont une configuration parabolique de second degré et triangulaire pour les membrures à alure de parabole cubique).

On considère aussi que les éléments qui lient les membrures (montants ou tirants) sont inextensibles, verticaux dans l'état initial et après déformation. En conséquence les membrures du système, paraboliques et situées dans un plan vertical en état initial, restent paraboliques et dans le même plan vertical sous l'action des charges de service.

On suppose que le matériel des membrures a un comportement élastique linéaire conformément à la loi de H o o k e et que les appuis du système sont fixes et situés au même niveau.

Enfin on suppose que les déplacements angulaires des fils du système dûs aux charges sont tellement petits qu'on peut les négliger.

3. Relations de calcul

Pour déduire les relations de calcul on considère un système plan biconvexe (Fig. 2), les raisonnements et les résultats finals en restant les mêmes si le système est biconcave. Le cas du système biconcave à membrures unies est traité en [4], [5].

On considère que les charges extérieures et la réaction s des éléments de liaison sur les membrures due à la précontrainte sont concentrées dans

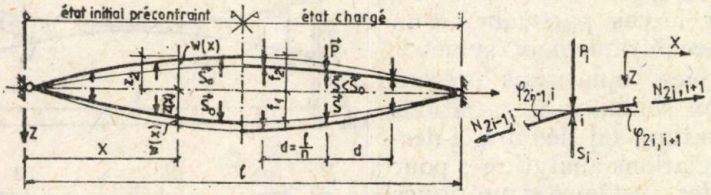


Fig. 2 — Schéma statique de calcul pour les systèmes précontraints de câbles coplanaires.

n noeuds également distancés de la membrure supérieure, ceux-ci coïncidant ou non avec les noeuds réels du système. Il suffit à considérer, par exemple, 6...8 noeuds pour obtenir une précision acceptable à des portées mesurant moins de 100 m.

On désigne par H_{10}, H_{20} et S_{i0} la composante horizontale de l'effort axial de la membrure portante, celle de la membrure stabilisatrice et respec-

tivement la résultante de l'effet de la précontrainte dans un noeud i dans l'état initial, quand le système est sollicité seulement par la précontrainte, sans autres charges (on néglige le poids propre du système qui est petit par rapport aux autres charges).

Quand on applique sur le système une charge gravitationnelle **P** avec les composantes P_i concentrées dans les noeuds de la membrure supérieure, la composante horizontale H_{20} de l'effort axial dans la membrure stabilisatrice diminue avec H_{2p}, celle de la membrure portante croît avec H_{1p}, l'intéraction entre les deux membrures diminue de $\mathbf{S}_0$ à $\mathbf{S}=\mathbf{S}_0-\mathbf{S}_p$ et les noeuds du système reçoivent les déplacements $\mathbf{w}=\{w_i\}$, les mêmes pour les deux membrures.

Pour chacun des noeuds des deux membrures on peut écrire deux équations d'équilibre statique ; par exemple pour le noeud courant i de la membrure stabilisatrice les équations sont :

$$\sum_i H_i=0\ ;\quad -N_{2i-1,i}\cos\varphi_{2i-1,i}+N_{2i,i+1}\cos\varphi_{2i,i+1}=0\ ;$$

$$\sum_i V_i=0\ ;\quad N_{2i-1,i}\sin\varphi_{2i-1,i}-N_{2i,i+1}\sin\varphi_{2i,i+1}-S_i+P_i=0,$$

qui deviennent :

$$H_{2i-1,i}=H_{2i,i+1}=H_2\ ;\quad H_2(\operatorname{tg}\varphi_{2i-1,i}-\operatorname{tg}\varphi_{2i,i+1})=S_i-P_i.$$

On a noté par : $\varphi_{2i,j}$ — l'angle fait par le segment ij de la membrure stabilisatrice avec l'horizontale ; $N_{2i,j}$ — l'effort axial du segment ij de la membrure stabilisatrice.

La première équation montre que la composante horizontale H de l'effort axial de la membrure est constante. Si on effectue la substitution $\operatorname{tg}\varphi_{i,j}=(z_j+w_j-z_i-w_i)/d$ dans la deuxième équation, on obtient :

$$(1)\qquad \frac{H_2}{d}\left[-(z_{2i-1}-w_{i-1})+2(z_{2i}-w_i)-(z_{2i+1}-w_{i+1})\right]=S_i-P_i,$$

où : z_{2i} — l'ordonnée en valeur absolue du noeud i de la membrure stabilisatrice en état initial ; w_i — le déplacement vertical du noeud i sous l'action de la charge **P**.

Écrit sous forme matricielle, le système d'équations (1), pour tous les noeuds de la membrure stabilisatrice, devient :

$$(1\,a)\qquad H_2K(\mathbf{z}_2-\mathbf{w})=\mathbf{S}-\mathbf{P},$$

où K désigne la matrice :

$$K=\frac{1}{d}\begin{bmatrix} 2 & 1 & & & & \\ -1 & 2 & -1 & & & \\ & -1 & 2 & -1 & & \\ & & \cdots & \cdots & \cdots & \\ & & & & -1 & 2 \end{bmatrix}.$$

Pour la membrure portante on peut écrire par analogie :

(1 *b*) $$H_1K(z_1+w)=S.$$

Les équations (1 *a*), (1 *b*) contiennent quatre inconnues : H_1, H_2, **S**, **w**. Pour les trouver on écrit encore deux équations en appliquant pour les deux membrures le principe des déplacements virtuels. En considérant comme déplacement virtuel la position déformée du système sous la charge **P** analysée, on écrit la condition que le travail des forces intérieures et extérieures de l'état initial, non chargé (dues seulement à la précontrainte), avec les déplacements correspondants de l'état déformé (dûs à la charge **P**), soit nul.

L'équation $\mathcal{L}_e-\mathcal{L}_i=0$ pour la membrure stabilisatrice en forme de parabole de second degré (pour les éléments de laquelle le tableau 1 contient

Tableau 1

Élément du système	Forces en premier état (précontrainte)		Déplacements dans l'état deformé dûs à la charge **P** et à l'écart de température t_2
	Extérieures	Intérieures	
Le noeud i de la membrure stabilisatrice	$S_{i0}=\frac{8H_{20}f_2}{l^2}d$	–	w_i
Le segment $i, i+1$ de la membrure stabilisatrice	–	$H_{20}=\frac{H_{20}}{\cos\varphi_{2i0}}$	$\frac{H_2-H_{20}}{\cos\varphi_{2i}}\cdot\frac{d}{\cos\varphi_{2i}}\cdot\frac{1}{E_2A_2}+\alpha_2\frac{dt_2}{\cos\varphi_{2i}}$

On a considéré que les membrures sont en forme de parabole de second degré.

les forces du premier état et les déplacements dûs à la charge **P** appliquée simultanément avec un écart de température t) a la forme suivante :

$$-\sum_{i=1}^{n}\frac{8H_{20}f_2}{l^2}dw_i-\sum_{i=1}^{n}\frac{H_{20}}{\cos\varphi_{2i0}}\left(\frac{H_2-H_{20}}{\cos\varphi_{2i}}\cdot\frac{d}{\cos\varphi_{2i}}\cdot\frac{1}{E_2A_2}+\alpha_2\frac{d}{\cos\varphi_{2i}}t_2\right)=0,$$

qui, avec l'approximation $\varphi_{2i0}\approx\varphi_{2i}$, devient :

(2) $$-\frac{8f_2}{l^2}\sum_{i=1}^{n}w_i-\frac{H_2-H_{20}}{E_2A_2}\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{\cos^3\varphi_{2i}}-\alpha_2t_2\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{\cos^2\varphi_{2i}}=0.$$

Outre les grandeures définies ci-dessus interviennent dans l'équation (2) : α_2 — le coefficient de dilatation thermique du matériel de la membrure stabilisatrice ; t_2 — l'écart entre la température de service (existant simultanément avec la charge **P**) de la membrure stabilisatrice et la température de précontrainte ; f_2, A_2, E_2 — la flèche, l'aire de la section et respectivement le module de Young pour la membrure stabilisatrice.

Pour les membrures en forme de parabole de second degré on peut écrire :

$$\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{\cos^3\varphi_i}=n\mu\ ;\quad\sum_{i=1}^{n}\frac{1}{\cos^2\varphi_i}=n\mu_t,$$

μ et μ_t ayant les expréssions :

$$\mu=\left(\frac{5}{8}+4\,\frac{f^2}{l^2}\right)\sqrt{1+16\frac{f^2}{l^2}}+\frac{3}{32}\cdot\frac{l}{f}\ln\left(4\frac{f}{l}+\sqrt{1+16\frac{f^2}{l^2}}\right);\quad \mu_t=1+\frac{16}{3}\cdot\frac{f^2}{l^2}.$$

L'équation (2) devient :

$$(3)\qquad -\frac{8}{l^2}\sum_{i=1}^{n} w_i-\frac{H_2-H_{20}}{E_2A_2f_2}n\mu_2-\frac{\alpha_2t_2n\mu_{t2}}{f_2}=0.$$

D'une façon analogue on déduit l'équation correspondant à la membrure portante :

$$(4)\qquad \frac{8}{l^2}\sum_{i=1}^{n} w_i-\frac{H_1-H_{10}}{E_1A_1f_1}\eta\mu_1-\frac{\alpha_1t_1\eta\mu_{t1}}{f_1}=0.$$

S m i r n o v [5] a déduit les équations (1 *a*), (1 *b*), (3), (4) sans les termes dûs à l'écart de température, en trouvant une expression résolvante de troisième degré pour le cas particulier $f_1=f_2$. Ci-dessous on résout ce système d'équations dans le cas général.

a) En additionnant (3) et (4) il résulte succesivement :

$$H_1-H_{10}=-(H_2-H_{20})\frac{E_1A_1f_1}{E_2A_2f_2}\cdot\frac{\mu_2}{\mu_1}-\frac{E_1A_1f_1}{\mu_1}\left(\frac{\alpha_1t_1\mu_{t1}}{f_1}+\frac{\alpha_2t_2\mu_{t2}}{f_2}\right),$$

ou

$$(5)\qquad H_1=H_{10}-r(H_2-H_{20})-\mathcal{T},$$

avec :

$$(6)\qquad r=\frac{E_1A_1f_1}{E_2A_2f_2}\cdot\frac{\mu_2}{\mu_1};\quad \mathcal{T}=\frac{E_1A_1}{\mu_1}\left(\alpha_1t_1\mu_{t1}+\frac{f_1}{f_2}\alpha_2t_2\mu_{t2}\right).$$

b) On soustrait l'équation (1 *a*) de (1 *b*), en résultant successivement :

$$K[H_1\mathbf{z}_1-H_2\mathbf{z}_2+(H_1+H_2)\mathbf{w}]=\mathbf{P};$$

$$(7)\qquad \mathbf{w}=\frac{1}{H_1+H_2}(K^{-1}\mathbf{P}-H_1\mathbf{z}_1+H_2\mathbf{z}_2)=\frac{1}{H_1+H_2}(\mathbf{M}-H_1\mathbf{z}_1+H_2\mathbf{z}_2).$$

Ici K^{-1} représente la matrice d'influence du moment fléchissant de la poutre appuyée simplement, de portée l, correspondant au système calculé, et $K^{-1}\mathbf{P}$ représente le vecteur des ordonnées du diagramme des moments fléchissants dans les noeuds considérés en calcul, pour la charge $\mathbf{P}$ appliquée sur la poutre correspondante.

c) On peut écrire de (7) :

$$\sum_{i=1}^{n} w_i=\frac{1}{H_1+H_2}\left(\sum_{i=1}^{n} M_i-H_1\sum_{i=1}^{n} z_{1i}+H_2\sum_{i=1}^{n} z_{2i}\right).$$

En remplaçant cette expression et aussi H_1 de (5) dans l'équation (3) on obtient après un arrangement convenable des termes :

$$(8)\qquad (r-1)H_2^2-\left[H_{10}+(2r-1)H_{20}-\mathcal{T}+\frac{8E_2A_2f_2}{l^2n\mu_2}\left(r\sum_{i=1}^{n} z_{1i}+\sum_{i=1}^{n} z_{2i}\right)+\right.$$

$$(8) \qquad +E_2A_2\alpha_2t_2\frac{\mu_{t2}}{\mu_2}(r-1)\Big]H_2+(H_{10}+rH_{20}-\mathcal{T})\Big(H_{20}+$$

$$+\frac{8E_2A_2f_2}{l^2n\mu_2}\sum_{i=1}^{n}z_{1i}-E_2A_2\alpha_2t_2\frac{\mu_{t2}}{\mu_2}\Big)-\frac{8E_2A_2f_2}{l^2n\mu_2}\sum_{i=1}^{n}M_i=0.$$

La racine minimale de l'équation (8) fournit la valeur H_2 de la composante horizontale de l'effort axial dans la membrure stabilisatrice, tandis que la valeur H_1, pour la membrure portante, peut être calculée avec la relation (5), les déplacements des noeuds du système avec la relation (7) et les efforts dans les éléments de liaison avec la relation (1 *b*).

4. Exemple de calcul

Pour comparer les résultats on utilisera les relations de calcul déduites ci-dessus pour résoudre le système précontraint de câbles coplanaires de la Fig. 3, analysé dans la célèbre monographie d'O t t o F r e i et F. K. S c h l e y e r [5].

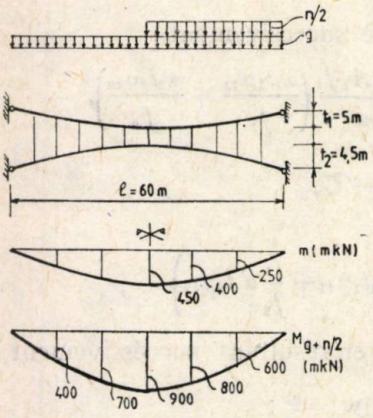


Fig. 3. — Paramètres de calcul pour le système analysé.

Sont connus : $l = 60$ m ; $f_1 = 5$ m ; $f_2 = 4{,}5$ m ; $A_1 = 4{,}04$ cm² ; $A_2 = 1{,}34$ cm² ; les modules d'élasticité $E_1 = E_2 = 16\,000$ kN/cm².

Situations de charge : la précontrainte $H_{10} = 72$ kN ; $H_{20} = 80$ kN ; charge permanente répartie uniformément $g = 1$ kN/m ; charge due à la neige (possible et sur la moitié de la portée) $n = 2$ kN/m ; écart de température $t_1 = t_2 = \pm 20$°C.

On calcule les paramètres du système : $E_1A_1 = 64\,640$ kN ; $E_2A_2 = 321\,440$ kN ; $f_1/l = 0{,}00(3) \rightarrow \mu_1 = 1{,}05646$; $\mu_{t1} = 1{,}037\,037$; $f_2/l = 0{,}075 \rightarrow \mu_2 = 1{,}04560$; $\mu_{t2} = 1{,}03$.

Les relations (6) donnent : $r = 3{,}315481$; $\mathcal{T} = 32{,}033$ kN. Pour calculer les grandeurs Σz_{1i}, Σz_{2i} et ΣM, on divise la portée $l = 60$ m en six intervalles, en résultant $d = l/6 = 10$ m ; ensuite on détermine dans les sections respectives les ordonnées z_i des membrures avec la relation $z = 4\,fx(l-x)/l^2$ et les moments fléchissants m_i dûs à une charge unitaire uniformément répartie le long du système. Il en résulte :

x,[m]	10	20	30	
z_{1i},[m]	2,(7)	4,(4)	5,0	$\sum_i z_{i1} = 19{,}(4)$
z_{2i},[m]	2,5	4,0	4,5	$\sum_i z_{2i} = 17{,}5$
$m_i(x)$, [mkN]	250	400	450	$\sum_i m_i = 1\,750$

On calcule encore : $8E_2A_2f_2/l^2n\mu_2 = 34{,}174955$ kN/m ; $\mu_{t2}E_2A_2t_2/\mu_2 = 5{,}068829$ kN.

Parmi toutes les combinaisons dangéreuses des charges possibles en exploitation, on y analysera seulement deux, pour comparer les résultats obtenus avec les résultats trouvés en [5].

a) *La situation* $0 + g + n - \Delta t$ (effort maximal H_1 dans la membrure portante) : $\Sigma M_{g+n} = 3\,\Sigma m_i = 3.1750 = 5250$ mkN ; en remplaçant les paramètres calculés dans l'équation (8), il en résulte :

$$8a) \qquad H_2^2 - 1444{,}20\,H_2 + 42\,056{,}67 = 0\,;$$

$H_2 = 29{,}73$ kN ; avec la relation (5), $H_1 = 270{,}69$; avec (7),

$$\mathbf{w} = \frac{1}{300{,}43}(3\mathbf{m} - 270{,}69\,\mathbf{z}_1 + 29{,}73\,\mathbf{z}_2) = \begin{bmatrix} 0{,}24 \\ 0{,}39 \\ 0{,}43 \\ 0{,}39 \\ 0{,}24 \end{bmatrix} \text{m}.$$

Les résultats obtenus en [5] sont : $H_1 = 272{,}1$ kN ; $H_2 = 29{,}4$ kN ; $w_{max} = 0{,}41$ m.

b) *La situation de charge* $0 + g + n/2$ (neige agglomérée sur la moitié droite du système) : $\sum_i M_i = 3\,500$ mkN ; $t = 0$. L'équation (8) devient :

$$H_2^2 - 1435{,}44\,H_2 + 56\,777{,}01 = 0 \quad (8\,b)$$

$H_2 = 40{,}7$ kN ; avec la relation (5), $H_1 = 202{,}27$ kN ; avec la relation (7)

$$\mathbf{w} = \frac{1}{242{,}98}\left(\begin{bmatrix} 400 \\ 700 \\ 900 \\ 900 \\ 600 \end{bmatrix} - 202{,}27 \begin{bmatrix} 2{,}(7) \\ 4{,}(4) \\ 5{,}0 \\ 4{,}(4) \\ 2{,}(7) \end{bmatrix} + 40{,}7 \begin{bmatrix} 2{,}5 \\ 4{,}0 \\ 4{,}5 \\ 4{,}0 \\ 2{,}5 \end{bmatrix}\right) = \begin{bmatrix} -0{,}247 \\ -0{,}149 \\ 0{,}296 \\ 0{,}674 \\ 0{,}576 \end{bmatrix} \text{m}.$$

Les résultats obtenus en [5] : $H_1 = 202{,}6$ kN ; $H_2 = 40{,}6$ kN ; les déplacements aux quarts de la portée : $w_g = -0{,}25$ m ; $w_d = +0{,}68$ m.

En calculant le système pour les autres situations de charge analysées en [5] on obtient presque les mêmes résultats.

5. Conclusions

On présente une méthode approximative pour le calcul des déplacements et des efforts dans les éléments composants d'un système précontraint de câbles coplanaires soumis aux combinaisons possibles des actions extérieures, écarts de températures y compris.

Les relations déduites, valables pour les systèmes coplanaires à membrures paraboliques de second degré, impliquent des opérations mathématiques simples et permettent l'appréciation du comportement nonlinéaire des systèmes avec la même précision que la méthode présentée en [5].

Reçue le 21 décembre 1983

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Génie Civil

BIBLIOGRAPHIE

1. Москалев, Н. С., *Конструкции висячих покрытий*. Стройиздат, М., 1980.
2. Мельников Н. П. (ред.). *Справочник проектировщика. Металлические конструкции*. Стройиздат, М., 1980.
3. Clarke D., *Design of Counterstressed Cable Structures*. J. of the Struct. Div., ASCE, **ST11** (1980).
4. * * * *Instrucțiuni tehnice pentru realizarea structurilor ușoare cu ferme din cabluri, P 110-81*, Bul. constr., **5** (1982).
5. Otto F., Schleyer F., *Zugbeanspruchte Konstruktionen*. Berlin, 1966.
6. Смирнов В., А., *Висячие мосты больших пролетов*. Изд. Бысшая Школа, М., 1970.
7. Focșa V., Pescaru V., *Asupra calculului sistemelor pretensionate din cabluri coplanare*, Conf. de Constr. métal., Timișoara, **1** (1982).

ASUPRA CALCULULUI SISTEMELOR PRETENSIONATE DIN CABLURI COPLANARE

(Rezumat)

Se prezintă o metodă aproximativă pentru calculul deplasărilor și eforturilor ce apar în elementele ce compun un sistem de cabluri coplanare pretensionate avînd tălpile parabolice de gradul II. Relațiile deduse, valabile pentru orice grupări posibile ale încărcărilor exterioare, implică operații metalice simple și permit aprecierea comportării neliniare a sistemelor plane de cabluri, cu același grad de precizie ca și metoda din [5].

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 526 ; 624

LE CALCUL DES DÉPLACEMENTS VERTICAUX DES CONSTRUCTIONS EN UTILISANT LES MESURES DU CHEMINEMENT UNIQUE DE NIVELLEMENT GÉOMETRIQUE DE HAUTE PRÉCISION

PAR

GH. NISTOR

1. Les dates concernant les déplacements verticaux, couramment nommés tassements, pour les déplacements en bas et relèvements, pour les déplacements en haut, ont une importance particulière dans l'analyse du comportement des constructions examinées, tant pendant des essais sur des modèles ou à l'échelle naturelle bien qu'après leur donnée en exploitation.

Le principe de la mesure des déplacements et des déformations sur verticale est basé sur la détermination répétée des côtes des points de controle, denommés marques de tassement, fixées sur la construction examinée, par raport avec plusieurs repères fixes, emplacés sur des terrains nondéformables et en dehors de la zone d'influence de la construction. Les points de controle encastrés sur la construction se déplacent avec celle-ci et donc, par des observations cycliques effectuées, on peut établir les valeurs des déplacements verticaux.

Parmis les méthodes géodésiques de mesure des déplacements verticaux, la méthode du nivellement géométrique de haute précision s'applique sur une grande échelle parce qu'elle assure la plus grande précision.

Le calcul des déplacements verticaux des différences des côtes des points de contrôle, déterminées dans chaque cycle d'observations, implique un volume assez grand de travail. C'est pourquoi, dans ce qui suit on présente une méthode de calcul des déplacements verticaux de la construction examinée, en fonction directe des éléments mesurés sur terrain, dans la méthode de cheminement unique de nivellement géometrique de haute précision. Les mesures sont effectuées à l'aide des niveaux de haute précision (Zeiss KONI 007, Ni 002, Salmoiraghi Mod. 5190) et des mires en métal invar [1].

2. En disposant du cheminement fondé sur les repères fixes R_1 et R_2 (Fig. 1), on calcule les différences de niveau provisoires dans chaque station de nivellement géométrique de milieu comme moyenne arithmetique des valeurs résultées d'une double opération de l'instrument. Pour le cycle initial d'observations celles-ci seront :

$$h_i = \frac{1}{2}(h_i^I + h_i^{II}), \qquad (i = 1, 2, \ldots, n). \tag{1}$$

La côte du repère d'appui final, R_2, déterminée par rapport avec la côte du repère d'appui initial, R_1, et des différences de niveau provisoires, sera :

$$\tilde{H}_{R_2} = H_{R_1} + \sum_{i=1}^{n} h_i. \tag{2}$$

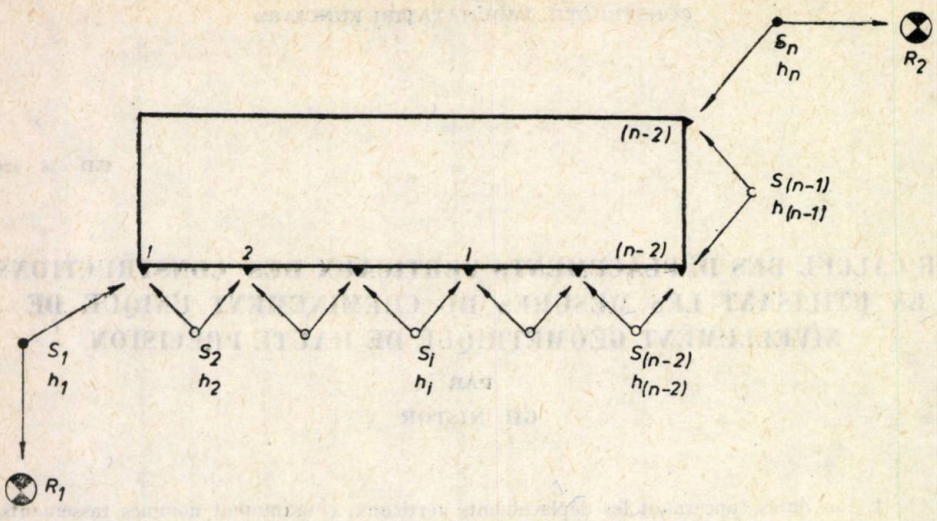


Fig. 1

Théoriquement, cette côte doit être égale avec la dimension connue d'avance, H_{R_2}, mais à cause des erreurs inhérentes de mesure et de celles introduites par l'instrument, cette égalité n'aura pas lieu, en résultant une différence nommée *erreur de fermeture aux côtes*, exprimée par la relation :

$$f_h = \tilde{H}_{R_2} - H_{R_2} = \sum_{i=1}^{n} h_i - (H_{R_2} - H_{R_1}). \tag{3}$$

De la même manière, si dans l'intervalle de temps entre le cycle initial et le cycle actuel d'observations, les deux repères d'appui se sont deplacés à la verticale d'une tel façon que leur côtes soient $H'_{R_1} = H_{R_1} + \Delta h_{R_1}$ et $H'_{R_2} = H_{R_2} + \Delta h_{R_2}$, l'erreur de fermeture aux côtes, correspondant au cycle actuel, sera exprimée par la relation :

$$f'_h = \sum_{i=1}^{n} h'_i - (H'_{R_2} - H'_{R_1}) = \sum_{i=1}^{n} h'_i - (H_{R_2} - H_{R_1}) + \Delta h_{R_1} - \Delta h_{R_2}, \tag{4}$$

ou : h'_i — les différences de niveau provisoires mesurées pendant le cycle actuel, Δh_{R_1} et Δh_{R_2} — les déplacements verticaux des repères d'appui. Si les repères d'appui ne se sont pas déplacés ($\Delta h_{R_1} = \Delta h_{R_2} = 0$), l'erreur de fermeture aux côtes, pendant le cycle actuel, sera :

$$f'_h = \sum_{i=1}^{n} h'_i - (H_{R_2} - H_{R_1}). \tag{5}$$

Conformément aux corrections unitaires du cheminement, correspondant aux deux cycles d'observations :

$$c_h^u = -\frac{f_h}{\sum_{i=1}^{n} D_i} = K_h, \qquad c_h^{u'} = -\frac{f'_h}{\sum_{i=1}^{n} D_i} = K'_h, \tag{6}$$

on calcule les différences de niveau compensées

$$h_i^c = h_i + c_{h,i} = h_i + K_h D_i, \qquad h_i'^c = h_i' + c_{h,i}' = h_i' + K_h' D_i, \tag{7}$$

où D_i représente la longueur du visa de la station i.

Les côtes du point de controle, i, résultées pendant les deux cycles d'observations, seront :

$$H_i = H_{R_1} + \sum_{i=1}^{n-1} (h_i + K_h D_i), \qquad H_i' = H_{R_1} + \Delta h_{R_1} + \sum_{i=1}^{n-1} (h_i' + K_h' D_i). \tag{8}$$

Le déplacement vertical du point de contrôle, i, produit entre les deux cycles d'observations, sera directement exprimé comme fonction des éléments mesurés à l'aide de la relation :

$$\Delta H_i = H_i' - H_i = \Delta h_{R_1} + \sum_{i=1}^{n-1} (h_i' - h_i) + \sum_{i=1}^{n-1} D_i (K_h' - K_h). \tag{9}$$

Si l'on substitue dans (9) les corrections unitaires par les erreurs de fermeture aux côtes, pour le déplacement vertical du point de controle, i, résultera la formule finale :

$$\Delta H_i = \Delta h_1 + \sum_{i=1}^{n-1} (h_i' - h_i) - \sum_{i=1}^{n-1} D_i \left(\frac{f_h' - f_h}{\sum_{i=1}^{n} D_i} \right). \tag{10}$$

Le contrôle de la compensation peut être effectué à l'aide de la relation

$$\Delta h_{R_2} = \Delta h_{R_1} + \sum_{i=1}^{n} (h_i' - h_i) - \sum_{i=1}^{n} D_i \left(\frac{f_h' - f_h}{\sum_{i=1}^{n} D_i} \right). \tag{11}$$

Au cas où, entre les deux cycles d'observations les position des repères d'appui ne se sont pas modifiées, le déplacement vertical du point de controle, i, sera

$$\Delta H_i = \sum_{i=1}^{n-1} (h_i' - h_i) + \sum_{i=1}^{n-1} D_i \left(\frac{f_h' - f_h}{\sum_{i=1}^{n} D_i} \right), \tag{12}$$

mais le contrôle de la compensation sera exprimé par la relation

$$\sum_{i=1}^{n} (h_i' - h_i) - \sum_{i=1}^{n} D_i \left(\frac{f_h' - f_h}{\sum_{i=1}^{n} D_i} \right) = 0. \tag{13}$$

On calcule les déplacements verticaux avec la précision de 0,01 mm. Conformément aux déplacements verticaux calculés par cette voie on élabore la documentation technique connue [1], [2].

Pour l'évaluation de la précision des résultats on calcule les erreurs moyennes quadratiques des déplacements verticaux des points de contrôle de la construction examinée. Pour le point de contrôle, i, l'erreur moyenne quadratique du déplacement vertical est donné par la relation

$$(14) \qquad m_{\Delta H_i} = \pm \sqrt{m_{H_i}^2 + m_{H_i'}^2} = \pm \frac{1}{2n} \sqrt{n_1(n-n_1) \sum_{i=1}^{n} (d_i^2 + d_i'^2)},$$

où : d_i et d_i' sont les écarts entre les dimensions de la différence de niveau détérminées par les deux horizonts de l'instrument dans chaque point de station des cycles d'observations initial et actuel ; n_1 — le nombre des stations du point de contrôle considéré jusqu'au repère d'appui initial ; n—le nombre total des stations du cheminement.

3. Le modèle de calcul présenté offre la possibilité d'obtenir rapidement les déplacements verticaux de la construction examinée, comme fonctions directes des éléments mesurés sur terrain et de la précision des résultats. Les dimensions obtenues sont comparables avec celles déterminées par la méthode rigoureuse des moindre carrées. Le modèle est aussi indiqué pour le calcul automatique à l'aide d'une machine à calculer.

Reçue le 8 juin 1983

Institut Polytechnique, Jassy,
Laboratoire de Topographie et Photogrammétrie

BIBLIOGRAPHIE

1. Nistor Gh., *Topografie pentru construcții hidrotehnice*. Rotaprint, Inst. polit., Iași, 1981
2. Брайт П. И., Медвецкий Е. И., *Измерение осадок и деформаций сооружении геодезическими методами*. М., 1959.

CALCULUL DEPLASĂRILOR VERTICALE ALE CONSTRUCȚIILOR STUDIATE FOLOSIND MĂSURĂRILE DRUMUIRII UNICE DE NIVELMENT GEOMETRIC DE PRECIZIE ÎNALTĂ

(Rezumat)

Se prezintă un model matematic pentru calculul deplasărilor și deformațiilor verticale ale construcțiilor studiate, în funcție directă de elementele măsurate pe teren în cadrul drumuirii de nivelment geometric de precizie înaltă, ca și pentru evaluarea preciziei rezultatelor. Modelul se pretează foarte bine elaborării unui program de calcul la mașina electronică.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 526 ; 624

SUR LA PRÉCISION DE DÉTERMINATION DES DÉPLACEMENTS HORIZONTAUX, DANS LE PROCESSUS DE L'OBSERVATION DURANT LE TEMPS, DU COMPORTEMENT DES CONSTRUCTIONS

PAR

EUGEN POPA

1. L'étude des conditions optima de la détermination des déplacements horizontaux d'un point, dans le processus de l'observation durant le temps du comportement des constructions, suppose l'obtention du mode le plus juste du point de vue scientifique, le plus indiqué et le plus pratique, du choix des repères d'appui [2], [5].

La prise en considération des observations ci-dessous doit assurer des solutions de qualités dans les situations pratiques de la poursuite du comportement des constructions données en exploitation.

Dans la littérature de spécialité on trouve de nombreuses solutions concernant diverses méthodes de travail [2], [3], [5], qui contiennent des indications quant au choix des repères, pour une intersection convenable des visas aux points suivis.

Lors d'une optimisation il faut tenir compte des erreurs en position des repères (comme planimétrie et direction), des erreurs aux mesures des angles sous lesquels s'effectuent les visas vers les points suivis et l'angle d'intersection des visas.

2. En appliquant le principe d'influence, en quelque sorte indépendant, des petites erreurs accidentelles, il faudrait analyser l'influence de chaque cause présentée ci-dessus. Mais on propose la mesure des angles en bonnes conditions et des coordonnées des repères d'appui déduites avec une précision supérieure, restant à examiner tout au moins l'erreur qui résulte dans la position planimétrique d'un point, r, des repères mobiles suivis.

a) Dans la Note [4] on a présenté un nouveau procédé de calcul pour l'obtention des déplacements horizontaux des repères mobiles, r, situés sur une construction mise en observation durant le temps. En considérant les expressions des deplacements dx_r, dy_r [4] :

$$dx_r = K_1\, d\alpha + K_2\, d\beta, \quad dy_r = K_3\, d\alpha + K_4\, d\beta, \tag{1}$$

où

$$K_1 = k_1/k, \quad K_2 = k_2/k, \quad K_3 = k_3/k, \quad K_4 = k_4/k, \tag{1$_1$}$$

avec

$$(1_2)\quad \begin{cases} k_1=Y_{AB}(1-\cos 2\beta)-X_{AB}\sin 2\beta, & k_4=X_{AB}(\cos 2\alpha-1)+Y_{AB}\sin 2\alpha, \\ k_2=Y_{AB}(1-\cos 2\alpha)+X_{AB}\sin 2\alpha, & k=\rho^{cc}\sin^2(\alpha+\beta). \\ k_3=X_{AB}(\cos 2\beta-1)-Y_{AB}\sin 2\beta, \end{cases}$$

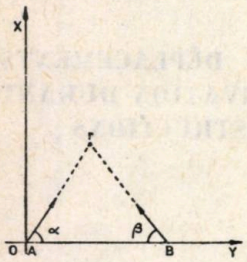


Fig. 1

Pour simplification, on admet la position des repères fixes (Fig. 1) et alors les expressions (1_1) deviennent :

$$(1_3)\quad \overline{K}_1=\bar{k}_1/k,\ \overline{K}_2=\bar{k}_2/k,\ \overline{K}_3=\bar{k}_3/k,\ \overline{K}_4=\bar{k}_4/k$$

avec

$$\bar{k}_1=Y_B(1-\cos 2\beta),\quad \bar{k}_3=-Y_B\sin 2\beta,$$
$$\bar{k}_2=X_B(1-\cos 2\alpha),\quad \bar{k}_4=Y_B\sin 2\alpha.$$

b) On connait [1] l'expression de la précision, $M_d=(m_{dx}^2+m_{dy}^2)^{1/2}$, c'est-à-dire l'erreur moyenne quadratique de la position du repère suivi, r, où m_{dx}^2 et m_{dy}^2 sont exprimés par les sommes quadratiques des différentielles partielles des expressions, dx, dy, par rapport à celles des variables, α et β. On obtient pour m_{dx}^2 l'expression :

$$(2)\quad m_{dx}^2=\left(\frac{\partial\overline{K}_1}{\partial\alpha}\right)^2+\left(\frac{\partial\overline{K}_1}{\partial\beta}\right)^2+\left(\frac{\partial\overline{K}_2}{\partial\alpha}\right)^2+\left(\frac{\partial\overline{K}_2}{\partial\beta}\right)^2.$$

D'une façon analogue il résulte :

$$(2_1)\quad m_{dy}^2=\left(\frac{\partial\overline{K}_3}{\partial\alpha}\right)^2+\left(\frac{\partial\overline{K}_3}{\partial\beta}\right)^2+\left(\frac{\partial\overline{K}_4}{\partial\alpha}\right)^2+\left(\frac{\partial\overline{K}_4}{\partial\beta}\right)^2.$$

En effectuant les différentielles partielles pour tous les coefficients et compte tenu de toutes les simplifications et les réductions possibles, on obtient :

$$(3)\quad M_d=\frac{\sqrt{2}\,m^{cc}Y_B}{\rho^{cc}\sin^3(\alpha+\beta)}\,[1+3\cos^2(\alpha+\beta)-2\cos(\alpha+\beta)\cos(\alpha-\beta)-$$
$$-2\cos^3(\alpha+\beta)\cos(\alpha-\beta)].$$

En appréciant la fonction $f(\alpha, \beta)$ assez compliquée pour établir son minimum on considère la notation plus simple :

$$(3_1)\quad M_d=cF(\alpha, \beta)$$

où $c=\sqrt{2}m^{cc}Y_B/\rho^{cc}$ est le facteur constant pour une certaine précision de mesure des angles horizontaux.

Pour le minimum de la fonction F on considère tout d'abord le dénominateur maximum, c'est-à-dire $\alpha+\beta = 100^g$, ce qui conduit a $\gamma=100^g$, pour l'angle d'intersection des visas. Dans ce cas $F(\alpha, \beta)=1$ et dans cette situation tout dépend de la précision m^{cc} de mesure des angles et de la grandeur de la base formée par les deux repères (dans le Fig. 1, exprimée par Y_B).

Ensuite, en admettant $\alpha=\beta$ et essayant pour γ des valeurs plus petites et plus grandes que 100^g, on obtient pour $F(\alpha, \beta)$, donc aussi pour M_d, les valeurs suivantes :

$\gamma= 90^g$, $M_d=1{,}447c$; $\gamma=120^g$, $M_d=0{,}709c$;

$\gamma= 95^g$, $M_d=1{,}187c$; $\gamma=121^g$, $M_d=0{,}707c$;

$\gamma=100^g$, $M_d=1{,}000c$; $\gamma=125^g$, $M_d=0{,}712c$;

$\gamma=105^g$, $M_d=0{,}869c$; $\gamma=140^g$, $M_d=0{,}86c$;

$\gamma=110^g$, $M_d=0{,}781c$; $\gamma=150^g$, $M_d=1{,}07c$.

3. On obtient ainsi des résultats semblables à ceux indiqués plus haut, c'est-à-dire, théoriquement, la valeur minimum de la fonction F est réalisée pour $\gamma=121^g$, plus exactement, pour $\gamma=121^g$, 64^c.

a) En analysant, en ensemble, les valeurs pour M_d on peut souligner qu'en pratique on peut aller avec des visas qui s'intersectent, dans le repère suivi, sous un angle variant entre 95^g et 150^g.

b) Si on suppose des valeurs numériques, $Y_B=200$ m, $m^{cc}=7^{cc}$, il résulte :

$$c=\frac{\sqrt{2}\,.\,200\,000\,.\,7^{cc}}{636\,620^{cc}} \cong 3\text{ mm}.$$

Alors, pour :

$\gamma=100^g$, $M_d=\pm 3{,}0$ mm ; $\gamma=121^g{,}64$, $M_d=\pm 2{,}1$ mm,

$\gamma=95^g$, $M_d=\pm 3{,}6$ mm ; $\gamma=150^g$, $M_d=3{,}2$ mm.

On constate, par cette voie, des variations de la précision M_d jusqu'à 80%, qui vont faire varier l'angle γ entre certaines limites, selon le cas.

c) En tenant compte que la précision de détermination est directement proportionnelle avec la base Y_B, il résulte que pour des repères éloignés, qui nécessitent de grandes bases, les angles seront situés entre 105° et 140° et tant la base sera plus petite, c'est -à-dire l'objet suivi plus proche, on pourrait travailler avec des angles compris entre 95^g et 150^g.

Institut Polytechnique, Jassy,
Laboratoire de Topographie et Photogrammétrie

BIBLIOGRAPHIE

1. Botez M., *Teoria erorilor și metoda celor mai mici pătrate.* EDP, Buc., 1961.
2. Брайт П. И., *Геодезические методы измерения деформации осиовании и сооружении.* Изд. Недра, М., 1959.

3. Popa E., *Contribuții asupra aplicării calculului vectorial și numerelor complexe la rezolvarea unor probleme de topografie și geodezie.* Thèse, Institut de Génie Civil, Buc., 1979.
4. Popa E., *Sur un nouveau procédé de calcul des déplacements horizontaux dans le processus de l'observation durant le temps, du comportement des constructions.* Bul. Inst. polit., Iași, **XXVII (XXXI)**, *1–2*, s.V (1981).
5. Nistor Gh., Popa E., *Studiul comportării unui pod de beton armat precomprimat, folosind metode geodezice.* Bul. Inst. polit., Iași, **XXVII (XXI)**, *1–2* (1971).
6. * * * *Manualul inginerului geodez.* Vol. **II**, Ed. Tehn., Buc., 1974.

ASUPRA PRECIZIEI DE DETERMINARE A DEPLASĂRILOR ORIZONTALE ÎN PROCESUL DE OBSERVARE ÎN TIMP A COMPORTĂRII CONSTRUCȚIILOR

(Rezumat)

În baza lucrărilor [4] și [2] se prezintă calculul preciziei la determinarea deplasărilor orizontale în cazul construcțiilor supuse urmăririi în timp sub acțiunea diverselor sarcini la care acestea sînt supuse în exploatare. Formulele simple din [4] permit calculul preciziei M_d pentru care s-a obținut o expresie care conduce la concluzii concrete pentru unghiul γ sub care se intersectează vizele în reperele mobile alese. În funcție de mărimea și depărtarea construcției se fac recomandări privind alegerea bazei de sprijin, definită de reperele fixe din care se efectuează măsurătorile asupra reperelor mobile, ale căror deplasări trebuie determinate.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 526 ; 624

OPTIMISATION DU VECTEUR DÉPLACEMENT DES CONSTRUCTIONS DU POINT DE VUE DE L'ELLIPSE DES ERREURS

PAR

GH. NISTOR, ANETA BRAIER et IOANA VLAD

1. Introduction

Le choix des solutions optima pour l'elaboration des plans et l'exploitation rationnelle des constructions suppose une étude approfondie et très complexe, qui doit être effectuée tant au début du processus de construction de même que à la fin de celui-ci, dans l'étape de vérification, au long de l'exécution et de l'exploitation.

L'investigation expérimentale d'une construction, l'obtention des paramètres et des indicateurs qui caractérisent une construction, oblige de corréler le choix des appareils et des méthodes de mesure avec leur sensibilité et précision, de manière que la valeur d'une grandeur qui ne peut pas être mesurée directement, soit obtenue avec une précision correspondante, sans tenir compte de la grandeur mésurée par voie expérimentale, à l'aide de laquelle en est déduite.

Dans [1] on a présenté une nouvelle méthode pour le calcul des déplacements horizontaux des constructions à l'aide des mesures effectuées aux extrémités d'une base de longueur fixée, fonction directe des variations des angles horizontaux mesurés en deux cycles d'observations. Pour cette méthode on a analysé dans [2] les conditions optima pour déterminer le vecteur déplacement horizontal des constructions, du point de vue des erreurs moyennes quadratiques.

Mais l'erreur moyenne quadratique ne peut pas caractériser d'une façon satisfaisante la précision de détermination du vecteur déplacement parce qu'il est impossible de déterminer les valeurs des écarts du vecteur relativement aux autres directions en dehors de ceux des axes de coordonnées et d'étudier dans quelle direction ces écarts prennent des valeurs extrémales. Un aperçu complet et clair de la précision du vecteur déplacement offre les ellipses des erreurs. En fonction de leurs éléments (demiaxes, orientation et aire) on va analyser les conditions optima dans lesquelles on peut effectuer la détermination du comportement des constructions par la méthode indiquée.

2. Conditions optima pour déterminer le vecteur déplacement

Les demiaxes et l'orientation de l'ellipse des erreurs sont fonctions des longueurs des droites de détermination et des angles qui elles en font, à savoir :

$$(1) \qquad A = \frac{m_{\Delta\alpha}}{2\rho \sin \gamma} \left(\sqrt{d_1^2 + d_2^2 + 2d_1 d_2 \sin \gamma} + \sqrt{d_1^2 + d_2^2 - 2d_1 d_2 \sin \gamma}\right),$$

$$(2) \qquad B = \frac{m_{\Delta\alpha}}{2\rho \sin \gamma} \left(\sqrt{d_1^2 + d_2^2 + 2d_1 d_2 \sin \gamma} - \sqrt{d_1^2 + d_2^2 - 2d_1 d_2 \sin \gamma}\right),$$

$$(3) \qquad \operatorname{tg} 2\theta = \frac{\dfrac{\cos 2\alpha}{d_1^2} - \dfrac{\cos 2\beta}{d_2^2}}{\dfrac{\sin 2\alpha}{d_1^2} + \dfrac{\sin 2\beta}{d_2^2}}.$$

La dernière équation a deux racines, θ et $\theta + 100^g$, qui correspondent à deux directions orthogonales pour lesquelles l'écart du vecteur déplacement prends la plus grande et respectivement la plus petite valeur ; ce sont les axes principales des ellipses des erreurs.

Pour le cas plus simple $\alpha = \beta$, donc $d_1 = d_2 = d$, les relations (1) ... (3) deviennent

$$(4) \qquad A = \frac{m_{\Delta\alpha} d}{2\rho} \cdot \frac{1}{\sin \dfrac{\gamma}{2}}, \qquad (5) \qquad B = \frac{m_{\Delta\alpha} d}{2\rho} \cdot \frac{1}{\cos \dfrac{\gamma}{2}}, \qquad (6) \quad \operatorname{tg} 2\theta = 0.$$

La dernière équation donne $\theta_1 = 0^g$ et $\theta_2 = 100^g$. On déduit que dans ce cas les axes des ellipse des erreurs coïncident avec les axes des coordonnées dans lesquelles on détermine le vecteur déplacement.

Ainsi, comme l'on a montré dans [2], la précision de la détermination du déplacement des constructions dépend d'abord de la position du vecteur par rapport au système orthogonal d'axes qui correspond aux trois situations caractéristiques, quand le vecteur déplacement est parallèle aux axes des coordonnées ou est dirigé au long de la bisectrice du système. Après comparaison des relations (4) et (5) avec (11), (16) et (20) de [2], il en résulte

$$(7) \qquad \frac{m_{L_1}}{d} = \frac{A\sqrt{2}}{d}, \qquad \frac{m_{L_2}}{d} = \frac{B\sqrt{2}}{d}, \qquad \frac{m_{L_3}}{d} = \frac{\sqrt{A^2 + B^2}}{d}.$$

Cependant, comme suite de la comparaison des valeurs absolues des demiaxes de l'ellipse des erreurs, exprimées en fonction de la longueur de la base fixe

$$(8) \qquad \overline{A} = \frac{m_{\Delta\alpha} b}{4\rho \sin^2 \dfrac{\gamma}{2}}, \qquad (9) \qquad \overline{B} = \frac{m_{\Delta\alpha} b}{2\rho \sin \gamma},$$

avec les erreurs absolues exprimées par (13), (18) et (21) de [2], on obtient

$$(10) \qquad M_{L_1} = \overline{A}\sqrt{2}, \qquad M_{L_2} = \overline{B}\sqrt{2}, \qquad M_{L_3} = \sqrt{\overline{A}^2 + \overline{B}^2}.$$

Les conditions optima pour déterminer le vecteur déplacement horizontal de la construction étudiée, du point de vue de l'aire de l'ellipse des erreurs, doivent s'établir par l'analyse de son minimum. La valeur relative de l'aire de l'ellipse des erreurs par rapport à l'aire du cercle de rayon d

$$(11) \qquad \frac{S_e}{\pi d^2} = \frac{m_{\Delta\alpha}^2}{2\rho^2} \cdot \frac{1}{\sin \gamma},$$

devient minimum lorsque l'angle formé par les droites de détermination est droit ($\gamma = 100^g$).

Pour une longueur donnée de la base, b, par rapport à laquelle on effectue les mesures, la plus petite valeur de l'aire de l'ellipse des erreurs (appelée valeur absolue)

$$S_e = \frac{\pi\, m_{\Delta\alpha}^2 b^2}{8\rho^2 \sin\gamma \sin^2\frac{\gamma}{2}}, \tag{12}$$

corespond à la situation quand

$$\sin\gamma \sin^2\frac{\gamma}{2} = \max., \tag{13}$$

c'est-à-dire pour $\gamma = 133^g\ 34^c$.

Les éléments relatifs et absolus de l'ellipse des erreurs (A/d, B/d, $S_e/\pi d^2$ et $\overline{A}$, $\overline{B}$, S_e) ont été tabulés sur ordinateur, pour différentes valeurs de l'angle d'intersection des droites utilisées pour les détermination ($\gamma \in [0^g, 200^g]$) ; les résultats ont été utilisés pour construire les graphiques données dans les Fig. 1 et 2.

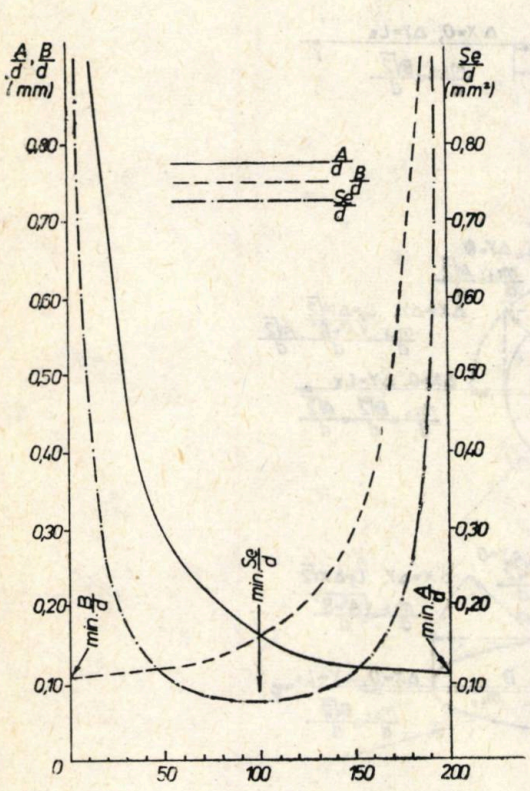


Fig. 1

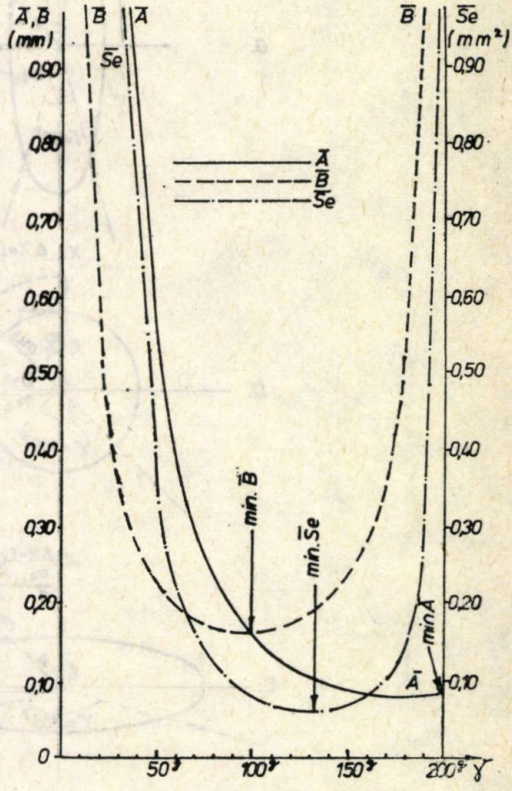


Fig. 2

L'analyse des courbes tracées dans la Fig. 1 et la Fig. 2 de [2] conduit à la conclusions que pour le cas simplifié ($\alpha=\beta$) les valeurs relatives des éléments de l'ellipse des erreurs du vecteur déplacement sont similaires à celles des erreurs moyennes quadratiques relatives et présentent les mêmes caractéristiques. D'une manière similaire, l'analyse des graphiques données dans la Fig. 2 et la Fig. 3 de [2] permet de conclure que les graphiques des erreurs absolues des éléments de l'ellipse des erreurs sont similaires à celles des erreurs moyennes quadratiques absolues et présentent les mêmes caracteristiques, avec une seule différence, à savoir, que si la valeur minimum de M_{L_3} a lieu pour $\gamma=120^g\,64^c$, le minimum de l'aire de l'ellipse des erreurs, S_e, se produit pour $\gamma=133^g\,34^c$.

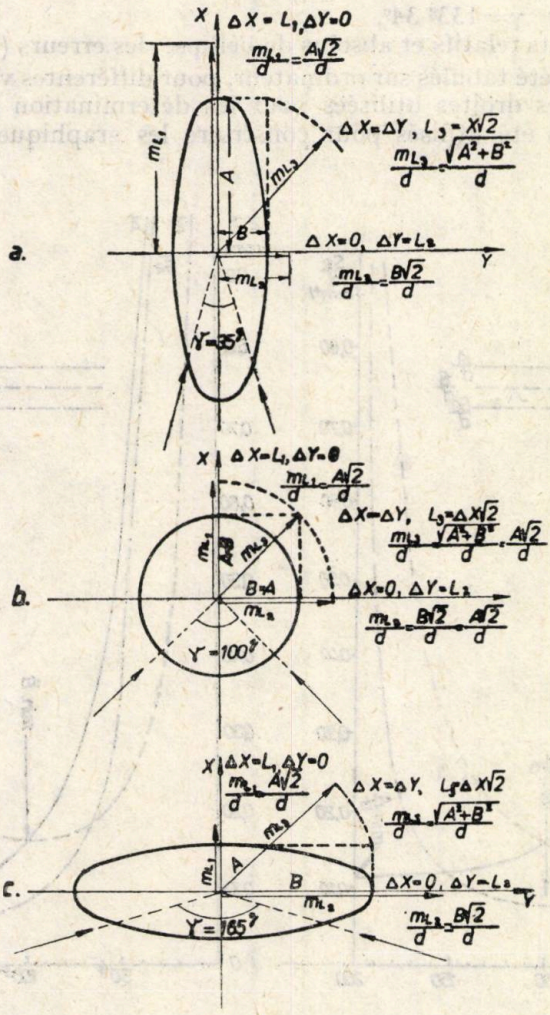


Fig. 3

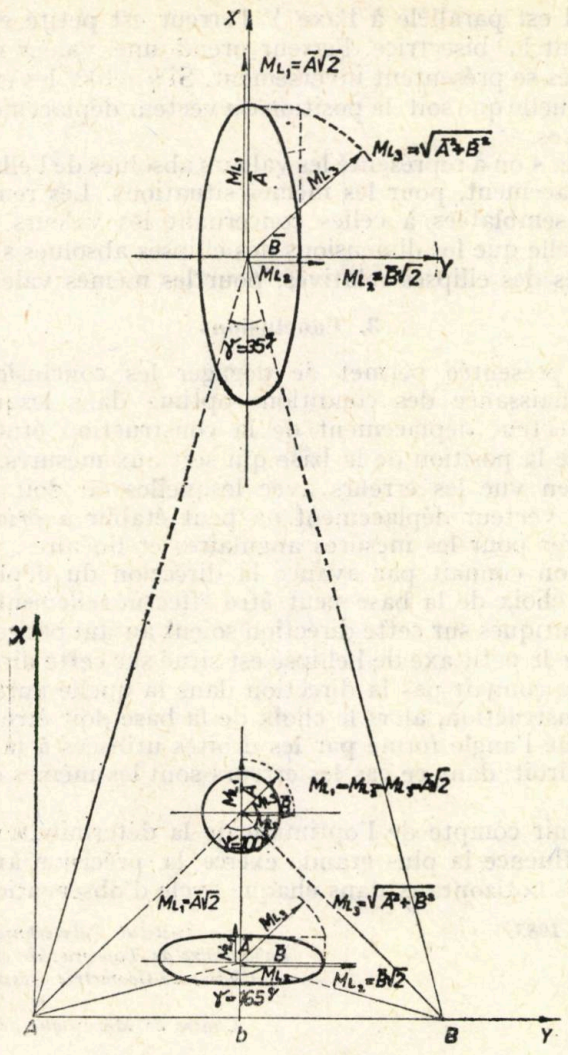


Fig. 4

De même que dans le cas des erreurs moyennes quadratiques, si on utilise l'ellipse des erreurs comme critère pour apprécier la précision des résultats, une influence prépondérante exerce la position du vecteur par rapport au système orthogonal d'axes. Pour illustrer cette afirmation, dans la Fig. 3 on présente les valeurs relatives de l'ellipse des erreurs pour trois situations concernant l'intersection des droites de détermination ($\gamma=35^g$, 100^g et 165^c), en montrant aussi les erreurs du vecteur déplacement horizontal de la construction quand le vecteur est parallèle à l'axe X, parallèle à l'axe Y ou bien dirigé suivant la bisectrice du système orthogonal d'axes Par exemple, pour $\gamma=35^g$, si le vecteur est parallèle à l'axe X, l'erreur est

importante, si il est parallèle à l'axe Y l'erreur est petite et si le vecteur est dirigé suivant la bisectrice, l'erreur prend une valeur moyenne. Pour $\gamma = 165^g$ les choses se présentent inversement. Si $\gamma = 100^g$ les erreurs relatives sont les mêmes quelle que soit la position du vecteur déplacement par rapport au système d'axes.

Dans la Fig. 4 on a représenté les valeurs absolues de l'ellipse des erreurs du vecteur déplacement, pour les mêmes situations. Les remarques qui en découlent sont semblables à celles concernant les valeurs relatives, à la différence esentielle que les dimensions des ellipses absolues s'ecartent sensiblement de celles des ellipses relatives, pour les mêmes valeurs des angles.

3. Conclusions

L'analyse présentée permet de dégager les conclusions suivantes :

1. La connaissance des conditions optima dans lesquelles on peut déterminer le vecteur déplacement de la construction étudiée permet le choix anticipé de la position de la base qui sert aux mesures.

2. Ayant en vue les erreurs avec lesquelles on doit déterminer les composantes du vecteur déplacement on peut établir *a priori* la précision qu'on doit assurer pour les mesures angulaires et linéaires.

3. Lorsqu'on connaît par avance la direction du déplacement de la construction, le choix de la base peut être effectué tellement que les erreurs moyennes quadratiques sur cette direction soient autant petites que possible, ayant en vue que le petit axe de l'ellipse est situé sur cette direction.

4. Si on ne connaît pas la direction dans la quelle aura lieu le déplacement de la construction, alors le choix de la base doit être effectué d'une telle manière que l'angle formé par les droites utilisées à la détermination soit à peu près droit; dans ce cas les erreurs sont les mêmes dans toutes les directions.

5. Sans tenir compte de l'optimum de la détermination, on va tenir compte que l'influence la plus grande exerce la précision avec laquelle on mesure les angles horizontaux dans chaque cycle d'observations.

Reçue le 24 octobre 1983

Institut Polytechnique, Jassy,
Laboratoire de Topographie et Photogrammétrie,
Chaire de Géometrie Descriptive et Dessin
et
Chaire de Mécanique des Constructions

BIBLIOGRAPHIE

1. Nistor Gh., *O metodă analitică de calcul a deplasărilor orizontale ale construcţiilor folosind măsurări topogeodezice.* Bul. Inst. polit., Iaşi, **XXII (XXVI)**, *1 – 2*, s.I (1976).
2. Nistor Gh., Braier A., *Condiţii optime de determinare a deplasării orizontale a construcţiilor din punctul de vedere al erorilor medii pătratice.* Bul. Instit. polit., Iaşi, **XXV (XXIX)**, *3–4*, s.I (1979).

OPTIMIZAREA VECTORULUI DEPLASĂRII CONSTRUCŢIILOR DIN PUNCTUL DE VEDERE AL ELIPSEI ERORILOR

(Rezumat)

Se analizează condiţiile optime de determinare a vectorului deplasării orizontale a construcţiilor cercetate, din punctul de vedere al elipsei erorilor. Se prezintă grafice pe baza cărora se pot stabili *a priori* condiţiile cele mai favorabile pentru fiecare caz în parte.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 624.1

NOUVELLES ORIENTATIONS DANS LA PROGNOSE DE L'ÉVOLUTION DES FONDATIONS

PAR

ANATOLIE MIHUL

1. La conception de chaque bâtiment doit s'appuyer sur une forte connaissance de la prognose de l'évolution des systèmes constructifs qui doit refléter au plus haut niveau les conquètes de la science et la technique à un certain moment.

En même temps on doit anticiper les nouvelles moyens techniques qui peuvent être obtenues parallèlement avec le développement même du bâtiment.

Après avoir analysé la façon dont les actions provoquées aux corps vivants par les différentes charges verticales, horizontales ou par les déplacements sont transmises et prises en charge par la terre, on peut affirmer que dans les conditions actuelles (et futures) de l'exécution des constructions on dispuse de nouvelles possibilités dans la conception et la réalisation des fondations.

2. Dans la nature on constate que la transmission directe des charges de gravitation et horizontales (synonime aux fondations sur semelle rigides) est rencontrée spécialement aux formations de la nature morte (les collines, les montagnes, les rochers en relief, les mûrs des gorges, des cavernes ou autres systèmes).

Dans la nature vivante on peut encore rencontrer ce mode de transmission des charges similaire à celui de la nature morte seulement dans les structures des corps très peu développés, parus au commencement de la vie sur la terre, des formations du fond des mers et océans (qu'on rencontre soit sous une forme morte soit vivante au soutènement des formations de corails, lichens, champignons).

3. Dans la nature le développement des structures vivantes comme suite de l'obtention de nouvelles particularités par rapport à la nature morte, modifie esentiellement la façon dont ces corps transmettent à la terre les charges provoqués par différentes actions.

Si on pense à l'ensemble du régime des plantes qui sont généralement des systèmes statiques (liés à la place ou ils se sont formés, similaires aux constructions) on constate que dans leurs processus de développement il y a eu de modifications essentielles en ce qui concerne les moyens de transmission des charges extérieures à la terre.

En observant une série de modèles généraux rencontrés souvent dans la nature on constate que les plantes (par exemple les arbres), tout comme les constructions, sont soumises aux charges de gravitation, à la poussée du vent, aux actions séïsmiques, à l'action de l'eau, aux actions provoquées par les tassements inégales ou par les déplacements du terrain de fondation;

en éliminant les fonctions liées à la nutrition et à la génétique, on constate que la résolution des problèmes de fondation des corps vivants est certainement supérieure à la façon de la quelle ils sont résolus par les systèmes de la matière morte ou à la façon dont les gens ont solutionné la conception des fondations (respectivement la transmission des différentes actions à la terre de fondation).

C'est évident que dans le modèle bionique des fondations des corps vivants statiques paraîssent aussi des fonctions essentielles de nutrition qui sont d'une façon unitairement en corrélation avec le système de résistance. Par exemple, les racines des arbres prennent les charges verticales et horizontales et les transmettent à la terre, toujours les racines prennent par leurs petits poils la sève et la transmettent au tronc et puis à la couronne.

Si on fait une distinction entre les deux fonctions (résistance et nutrition) on peut trouver quelques caractéristiques principales pour le réseau de branches des racines ayant le but d'assurer la stabilité de l'ensemble ainsi que la transmission des charges au terrain de fondation.

On constate aussi que les systèmes structuraux des racines sont différents en ce qui concerne la résistance et la stabilité en corrélation avec la nature du terrain de fondation; évidemment, pour toute analyse on doit prendre en vue aussi l'importance de la nutrition dans la formation des racines des plantes ; mais dans le modèle qui nous intéresse il est nécessaire d'écarter ces caractéristiques.

4. Il est important de retenir en premier lieu que la transmission directe des charges par des semelles appuyées sur des surfaces de terrain relativement grandes n'a pas été retenue par la nature vivante arrivée à un certain degré de developpement parce que un tel système est très peu efficace.

L'interaction sol—système de transmission directe des charges est très reduite et les possibilités d'engrener la terre solicitée sont insignifiantes par rapport à la façon de la quelle ces problèmes peuvent être résolus par une réseau d'éléments linéaires, spatials ou généralement réticulaires distribués dans le terrain. Une telle solution est rencontrée souvent dans la nature vivante statique (les racines—Fig. 1).

Fig. 1

Une première et très importante constatation cest que la majorité des racines qui soutiennent les arbres ne transmettent pas les actions par transfert d'irect mais par frottement latéral.

Les racines, par leur grandissement même, entassent la terre, l'ameublissement êtant fait d'habitude seulement par les petits poils des racines ou éléments secondaires de résistance qui ont le but principal de nourissement.

Il est intéressant à souligner aussi que les racines sont en état prétensionée.

La transmission des charges de valeurs importantes est réalisée par une réseau de branches qui dans leur ensemble s'élargit sur une certaine zone de terre, ce qui assûre la stabilité du système aux actions horizontales et la transmission des charges de gravitation.

Fig. 2 *a*

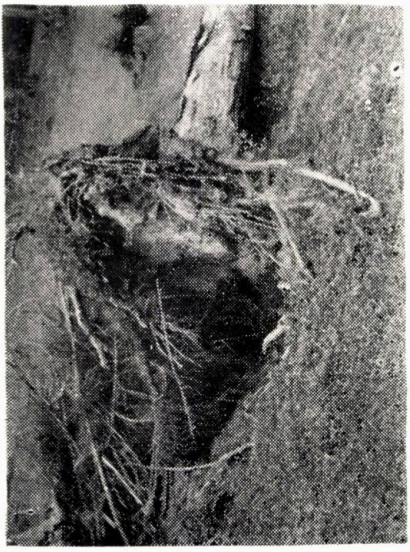


Fig. 2 *b*

Si la capacité de stabilité aux actions inhabituelles de grande intensité est dépassée on constate quelquefois que les racines sont arrachées, phénomène accompagné souvent par l'entraînement de la masse entière de terre comprise entre elles. Il est intéressant d'observer que cet ensemble (les racines et la terre comprise entre elles) a généralement une forme pyramidale, ce qui met en évidence l'efficacité de l'interaction du système engrené directement (de forme pyramidale) avec la zone du terrain de fondation tout autour, qui prelève et transmet ensuite les actions dans la profondeur de la terre (Fig. 2).

Il est aussi intéressant à observer qu'une grande partie des plantes qui se développent dans des marais ou dans des terrains très faibles, inondables, ont une structure en forme de ventouse, cloche, assiette en position retournée ou normale, ou des racines colectives, qui en forment une forte réseau dans les marécages assûrant ainsi la stabilité individuelle de chaque élément. Un exemple typique dans ce sens l'offre la racine du roseau.

C'est évident que l'application des systèmes de fondations du type réseau de racines à la réalisation des bâtiments permettra dens certains cas (les terrains marécageux) l'obtention des solutions supérieures à celles utilisées aujourd'hui, assûrant ainsi des économies importantes de matériaux, un surplus de réserves de sécurité, un comportement supérieur de l'ensemble de la construction aux charges du vent ou des tremblements de terre.

Sûrement, lorsqu'on adopte de telles solutions pour les fondations il serait nécessaire de corréler leur système constructif avec la superstructure.

On se demande pourquoi l'homme a été toujours orienté vers les solutions des fondations sur semelle tandis que les modèles bioniques sont rencontrés à chaque pas. L'explication c'est que jusqu'à présent les conditions techniques et les moyens mécaniques efficaces pouvant assûrer la résolution pratique de certains systèmes de fondations de conception supérieure, similaires à ceux caractéristiques aux structures de la nature vivante, ont manqué.

Les premiers logements de type lacustre (palafitte) utilisaient les troncs des arbres pointus à la partie inférieure, qui étaient introduits avec de moyens rudimentaires dans le terrain marécageux ; on connait l'utilisation directe de certains arbres qui poussaient dans les marécages ou dans des terrains sains et qui par nettoyage des branches devenaient l'ossature de soutènement des maisons, la fondation en étant les racines mêmes.

5. De l'analyse de l'évolution des systèmes de fondation on constate que l'homme a utilisé jusqu'à présent et utilise encore sourtout la méthode de fondation sur semelle malgré l'efficacité réduite de ce type en ce qui concerne l'interaction terrain—fondation.

Compte tenu de la faible interaction terre—fondation, de l'utilisation réduite de la terre dans le processus de prelèvement et transmission des charges, du chargement des éléments de construction sous l'action de la terre ainsi que des autres désavantages de ces systèmes, on aboutit à la conclusion que les travaux du cycle zéro nécessitent un grand volume de travail, des efforts matériels et humains très importants, une consommation élevée de béton et acier.

Après l'analyse génerale du mode d'exécution de certaines catégories de fondations pour les constructions on peut affirmer qu'une grande partie des systèmes actuels traditionels de fondations sur semelle sont surannés, le niveau atteint par la mécanisation permettant une solution supérieure.

Il serait nécessaire de modifier la conception générale même des fondations actuelles qui en grande partie est restée celle traditionelle, à la quelle on a apporté seulement quelques perfectionnements. Dans ce sens il faudra chercher de nouvelles orientations et de nouvelles solutions ; on doit tenir compte que la nature vivante constitue et constituera un modèle valeureux premièrement comme principe ensuite comme détails qui ne peuvent pas être négligés dans le processus d'analyse du développement de cette importante partie de la construction.

Tous ces modèles peuvent composer un matériel de base pour une prognose correcte en ce qui concerne les systèmes de fondations futures.

Une solution supérieure pour les fondations au niveau des possibilités actuelles et futures est constituée par le système de pieux courts pyramidals, hélicoidals ou ayant autres formes.

Depuis longtemps l'homme a compris et a utilisé les pieux comme éléments de fondations. Par le développement de la technique et de la mécanisation les pieux ont pris des formes différentes ; l'interaction fondation—terrain est beaucoup plus convenablement solutionée. Mais le coût élevé des pieux, la difficulté d'exécution, de leur mise en terre, spécialement en direction inclinée, le niveau assez bas de la mécanisation ont réduit l'application de ces systèmes aux cas spéciaux, seulement lorsque l'exécution des fondations sur semelle ne peut pas être réaliseé.

La conception de plusieurs ingénieurs quant aux fondations sur pieux est basée sur l'utilisation des pieux seulement lorsque leur pic est enfoncé dans un terrain de haute résistance. Une telle conception mène vers l'idée de l'utilisation des pieux seulement lorsqu'on doit réaliser une fondation à une grande profondeur, ce qui implique des pieux d'une grande longueur et l'exécution est difficile et coûteuse.

Sans contester la raison de telles solutions à pieux longs appliquées rationellement dans des cas spécials, la pratique de l'utilisation des pieux courts et très courts (1,5...7 m), spécialement à l'étranger, a prouvé que l'emploi de tels éléments dans des terrains avec des caractéristiques différentes (faibles ou même marécageuses) assûre un champ élargi de solutions efficaces, généralement dans les conditions actuelles de mécanisation ; ainsi on assûre la préfabrication de l'ensemble du cycle zéro des travaux.

Il est nécessaire d'ajouter qu'on n'est pas satisfait par l'application de n'importe quelle forme de pieux dans les différentes situations.

La disposition des pieux courts en pilotages, où ils ont des différentes inclinaisons, peut modifier d'une façon décisive toute la conception des fondations actuelles comme par exemple les pieux de type chevre à coupe transversale différente (fig. 3 *a*), les groupes de pieux à vis (fig. 3 *b*) ou de forme pyramidale avec trou central. Une telle solution s'approche du modèle des réseaux de racines rencontré dans la nature.

6. Prenant tout ce qu'on a déja dit comme point de départ, on peut affirmer qu'on doit concentrer tous les efforts vers la découverte des solutions les plus rationelles pour engrener la terre et qui permettent avec les possibilités techniques actuelles la réalisation des structures de fondation que la nature nous offre comme modèle obtenu dans le processus du développement.

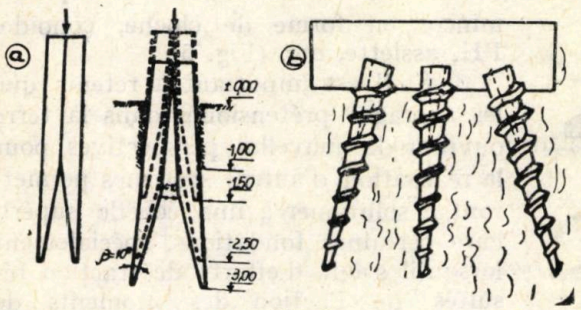


Fig. 3

Dans les terrains faibles, marécageux, on peu- aussi indiquer l'emploi des fondations isolées à parois minces en forme de cloche, en forme de voiles spatiales (de tip PH, coupoles, coniques, assiette, etc.) normalement disposées ou retournées.

Évidemment on ne peut pas affirmer que toute forme de pieu ou élément spatial correspond aux nécessités.

7. Dans ce sens là l'auteur a étudié et appliqué, pas encore dans une grande mesure, les fondations à pieux courts préfabriqués à vis (fig. 4 *a*),

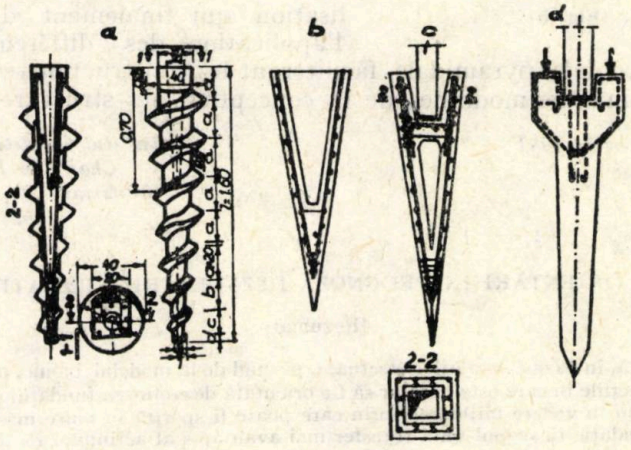


Fig. 4

de type pyramidal ou conoïdal avec ou sans trou central (fig. 4 *b*), de type polyédrique avec coupe transversale en étoile et possibilité de montage des poteaux directement dans le trou résulté de la forme même que le pieu.

Une contribution remarquable dans la solution des problèmes d'engrènement supérieur de la terre, intéraction sol—fondation, est constitué par les ancrages prétensionés dans la terre.

Le perfectionnement de ces systèmes de fondations permettra de nous rapprocher de plus en plus des modèles rencontrés dans la nature vivante.

En outre, l'auteur a élaboré plusieurs systèmes de fondation à parois minces en forme de cloche, conoïde, PH, assiette, etc. (Fig. 5).

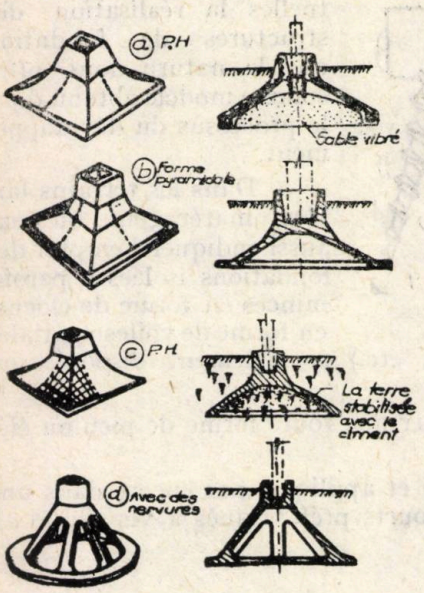


Fig. 5

8. Il est important à retenir que les ancrages prétensionés dans la terre ouvrent de nouvelles perspectives pour la réalisation d'autres systèmes permettant à solutioner à une échelle supérieure certaines fondations, spécialement lorsqu'il s'agit d'efforts de traction résultés de l'action des moments de grande intensité.

Ces systèmes peuvent être réalisés associés aux systèmes préfabriqués précontraints ; leur ancrage dans la terre, la précontrainte des systèmes, représente une nouvelle conception pour la réalisation des fondations, en ouvrant de nouvelles perspectives d'utilisation des contraintes initiales, de l'industrialisation qui finalement de pair avec l'application des différents systèmes spatials, hélicoïdals, pyramidals, faciliteront les constructions et répondront mieux aux demandes modernes de la conception des structures.

Reçue le 27 septembre 1983

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Béton et des
Matériaux de Construction

NOI ORIENTĂRI ÎN PROGNOZA DEZVOLTĂRII FUNDAŢIILOR

(Rezumat)

Se prezintă, în baza cercetărilor efectuate, plecînd de la modelul bionic, opiniile autorului cu privire la direcţiile în care este necesar să fie orientată dezvoltarea fundaţiilor pentru diverse construcţii. Se au în vedere mijloacele prin care poate fi sporită în mare măsură conlucrarea între teren şi fundaţie în scopul unui transfer mai avantajos al acţiunilor de la suprastructura construcţiilor la teren (prin intermediul fundaţiilor).

Se analizează sistemele practice oferite de nivelul de mecanizare tehnic actual, care asigură obţinerea unei conlucrări superioare între pămînt şi fundaţie.

Se propune, pentru viitor, utilizarea în practică a fundaţiilor pe piloţi scurţi de formă piramidală cu gol central, de formă piramidală cu secţiunea în stea şi gol central, piloţi şurub, piloţi capră, fundaţii de tip clopot cît şi de reţele de bare.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAȘI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secția V
CONSTRUCȚII. ÎMBUNĂTĂȚIRI FUNCIARE

D.C. 628.1

THE EFFICIENCY ESTABLISHMENT OF SEDIMENTATION TANKS TAKING INTO CONSIDERATION THE SUSPENSION PARTICLE CHARACTERISTICS

BY

EMANOIL BÂRSAN and CĂLIN IGNAT

1. Introduction

In a water supply system from a surface source, a sedimentation tank has a great importance because it achieves a solid — liquid separation that may get to 98% from the initial suspensions having decisive influence upon the filtration process.

The suspension removal is made in horizontal — longitudinal, radial, vertical and lamella tanks, which differ by the flow direction of water and their way of making-up.

For suspension removal calculus in tanks it is necessary to know the settling velocity of the particles, w. Usually, for the settling velocity it is fixed up (based on the settling diagram) the smallest particle in size that is to be retains and accordingly the settling velocity that is taken in to calculus.

Closer to reality is the particle sedimentation process analysis considering the suspension particle characteristics given by a settling velocity distribution curve.

In this paper it is established the sedimentation efficiency, the turbulence influence and the flow velocity of water upon the sedimentation process starting from the characteristic curves of settling velocity distribution.

2. Particles with a Single Settling Velocity

Using the modern theories upon the turbulence, D o b b i n s [5] has developed a model for the sedimentation of particles with a single settling velocity under isotropic turbulence.

In this model the basic characteristic of turbulence is considered the diffusive action which is quantified by the turbulent diffusion coefficient (ε_s). Spatial transfer process is given by a diffusion-type equation that links the flux of particles to the local gradient of solids concentration.

For a continuous sedimentation, starting from uniform concentration C_0 and without scour from the bottom, D o b b i n s'solution for the concentration profile C, written in dimensionless form, is:

$$\frac{C}{C_0} = 4\mathcal{P}_e e^{\mathcal{P}_e(1-\xi)} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\beta_n^2 H_n Y_n e^{-(\mathcal{P}_e^2+\beta_n^2)\theta/(2\mathcal{P}_e)}}{(\mathcal{P}_e^2+\beta_n^2+2\mathcal{P}_e)(\mathcal{P}_e^2+\beta_n^2)}, \tag{1}$$

Here : y represents the height above tank bottom ; h — active depth of tank ; $\xi = y/h$ — dimensionless height of particle above tank bottom ; $\mathcal{P}_e = wh/2\varepsilon_s$ — P e c l e t number for sedimentation ; $\theta = w/v_0$ — relative overflow velocity ; β_n — real and positive roots of the transcedental equation :

$$2 \operatorname{ctg} \beta_n = \frac{\beta_n}{\mathcal{P}_e} - \frac{\mathcal{P}_e}{\beta_n}. \tag{2}$$

H_n and Y_n have the expresions :

$$H_n = \cos \beta_n + \frac{\mathcal{P}_e}{\beta_n} \sin \beta_n, \quad Y_n = \cos(\beta_n \xi) + \frac{\mathcal{P}_e}{\beta_n} \sin(\beta_n \xi).$$

With the aid of Eq. (2) it is can be shown that the value of H_n is ± 1, the plus sign applying for the odd values of n and the minus sign for even values of n. Therefore, $H_n = (-1)^{n+1}$.

The average concentration throughout the depth h at the tank outlet can be obtaind by evaluating the integral $\int_0^1 (C/C_0)\mathrm{d}\xi$, with C/C_0 given by relation (1). The calculus of this integral leads to relation:

$$\int_0^1 \frac{C}{C_0}\,\mathrm{d}\xi = 8\,\mathcal{P}_e^2 \mathrm{e}^{\mathcal{P}_e} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\beta_n^2 H_n \mathrm{e}^{-(\mathcal{P}_e^2+\beta_n^2)\theta/(2\mathcal{P}_e)}}{(\mathcal{P}_e^2+\beta_n^2+2\mathcal{P}_e)(\mathcal{P}_e^2+\beta_n^2)^2}. \tag{3}$$

The fractional removal in the sedimentation tank is the difference between the initial relative concentration, which is unity, and the average relative concentration at the outlet of sedimentation tank, that is :

$$r = 1 - \int_0^1 \frac{C}{C_0}\,\mathrm{d}\xi. \tag{4}$$

From the relations (3) and (4) we get :

$$r = 1 - 8\,\mathcal{P}_e^2 \mathrm{e}^{\mathcal{P}_e} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\beta_n^2 H_n \mathrm{e}^{-(\mathcal{P}_e^2+\beta_n^2)\theta/(2\mathcal{P}_e)}}{(\mathcal{P}_e^2+\beta_n^2+2\mathcal{P}_e)(\mathcal{P}_e^2+\beta_n^2)^2}. \tag{5}$$

With the relation (5) there are established the particle removal in tank having a single settling velocity w under isotropic turbulence conditions. This removal is a function of θ and $\mathcal{P}_e$. In form (5) the removals have an enough complicated expression.

We consider the following limiting particular cases for discussion:

a) Turbulence is zero ($\mathcal{P}_e \to \infty$) ; turbulent diffusion coefficient $\varepsilon_s = 0$.

Relation (5) is reduced to :

$$r_l = \theta, \quad \theta < 1 \; ; \quad r_l = 1, \quad \theta > 1, \tag{6}$$

where r_l is the removal in tank of single settling velocity particle under quiescent condition, established by H a z e n [5].

b) Turbulence is infinite ($\mathcal{P}_e \to 0$) ; $\varepsilon_s \to \infty$.
Relation (5) becomes :

$$r_t = 1 - e^{-\theta} \tag{7}$$

where r_t represents the removal in tank in turbulent condition for particle having single settling velocity particles.

Therefore relation (5) permits the design of continuous sedimentation system in turbulence conditions between the limits given by relations (6) and (7), generally represented in Fig. 1.

From Fig. 1 and relations (6) and (7) it results that turbulence has a delaying effect upon sedimentation in comparison with the quiescent sedimentation. Relation (5) describes some case comprised between these limits.

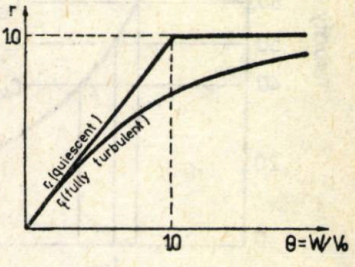


Fig. 1

3. Particles with the Settling Velocity Distribution Curve

R o z e n (1967) [6] has shown that settling velocity distribution is given approximately by a G a u s s distribution curve. After R o z e n, the settling frequency has the expression :

$$f\ w) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{(w - w_m)^2}{2\sigma^2}\right], \tag{8}$$

where : w — the settling velocity of some particle ; w_m — the mean settling velocity of the particles ; σ — the standard deviation of the settling velocity of the particles.

The mean settling velocity and standard deviation of settling velocity are accomplished in a column where the suspension is allowed to settle under quiescent conditions [6]. The concentration of the particles is determined by samples withdrawn from several depth at different time interval. The particle concentration as a function of time and the corresponding calculated settling velocity are presented in Fig. 2. With the last curve, R o z e n [6] establishes a simplified method for standard deviation calculus, namely :

$$\sigma = 2(w_{40} - w_{60}), \tag{10}$$

where w_{40} and w_{60} are settling velocities corresponding to the relative turbidity of 40% and 60% respectively.

From Fig. 2 it results that relation (9) is negative. It become positive if a negative correlation is considered between turbidity and settling velocity which correspond to physical mean of settling process.

There may be adopted some other functions for settling velocity distribution [5].

With the settling velocity distribution curve (Fig. 3) and the cumulative settling velocity distribution curve (Fig. 4) may be established the particle removal in tank both for quiescent settling and for turbulent one.

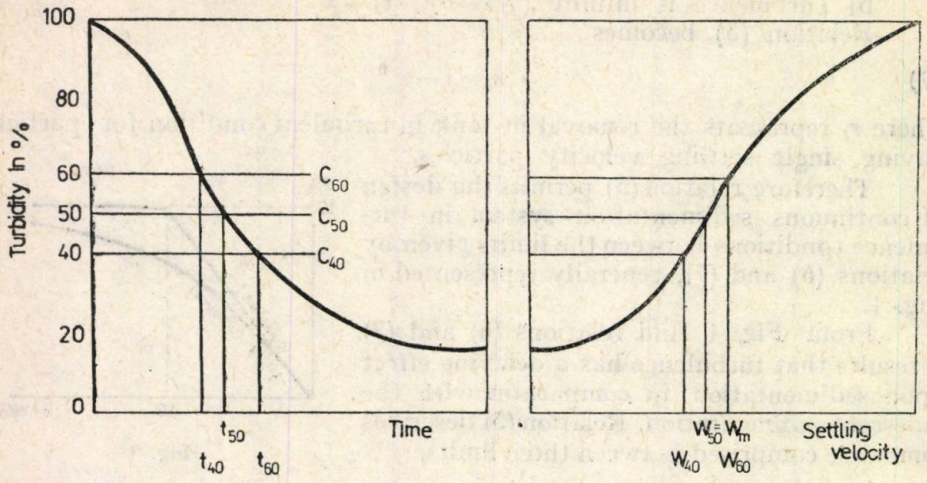


Fig. 2

C a m p extended H a z e n's relation [5] for the quiescent settling of the particles with the single settling velocity to particles with a settling velocity distribution. In this case the removal in tank is established by relation (Fig. 4) :

$$R_l = \frac{1}{v_0}\int_0^{F(v_0)} w\,\mathrm{d}F(w) + 1 - F(w). \tag{10}$$

The integral from relation (10) may be written as :

$$\int_0^{F(v_0)} w\,\mathrm{d}F(w) = v_0 F(v_0) - \int_0^{v_0} F(w)\,\mathrm{d}w.$$

The removal (R_l) becomes in quiescent condition :

$$R_l = 1 - \frac{1}{v_0}\int_0^{v_0} F(w)\,\mathrm{d}w. \tag{11}$$

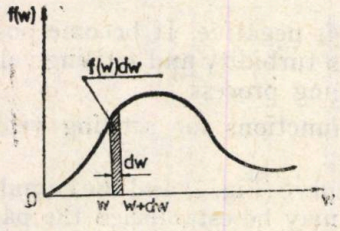


Fig. 3

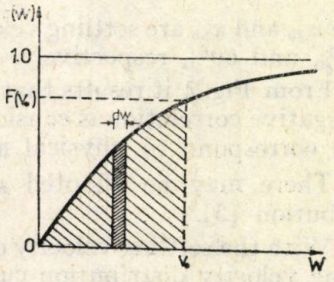


Fig. 4

For extension in turbulence condition there will be considered the settling velocity distribution curve $f(w)$ from Fig. 3. For a very small interval of w, the term $f(w)\,dw$ represents the fraction from the particles being in suspension that have a settling velocity comprised between w and $w+dw$. Using relation (7), elementary removal in turbulence conditions (R_t) has the expression $dR=r_t f(w)\,dw$. By integrating over the entire settling velocity distribution it is obtaind the overall removal of suspensions :

$$R_t=1-\int_0^\infty e^{-w/v_0} f(w)\,dw. \tag{12}$$

Therefore, the removal of particles having a settling velocity distribution curve depends on degree of turbulence, the characteristics of the suspension and the overflow velocity of the tank. If a cumulative settling velocity distribution curve is used (Fig. 4), the relation (12) will modify adequately. Integrating by parts and introducing the relationship $dF/dw=f(w)$ it results :

$$\int_0^\infty e^{-w/v_0} f(w)\,dw=\frac{1}{v_0}\int_0^\infty e^{-w/v_0} F(w)\,dw.$$

Relation (12) becomes :

$$R_t=1-\frac{1}{v_0}\int_0^\infty e^{-w/v_0} F(w)\,dw. \tag{13}$$

For numerical calculus the relation (13) is written as :

$$R_t=\frac{1}{v_0}\int_0^\infty e^{-w/v_0}[1-F(w)]dw. \tag{14}$$

In considering of $F(w)$ from relations (13) and (14) no restriction was made, that permits their using any type of distributions on condition to know the analytical expression of this distribution or its evaluation is a satisfactory number of points.

4. Example

For studying the settling process we shall consider the experimental relations established in pilot plant [6] between standard deviation and mean settling velocity for a sedimentation depth of 1 m (Fig. 5 and Table 1).

Coresponding to those four pairs of $w_m-\sigma$ values from Table 1 we have four settling velocity frequency curves given by relation (8). For example, for the pair values $w_m=2$ and $\sigma=0.607$, relation (8) gets the form :

$$f(w)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}}\exp\left[-\frac{(w-2)^2}{2\times 0.607^2}\right].$$

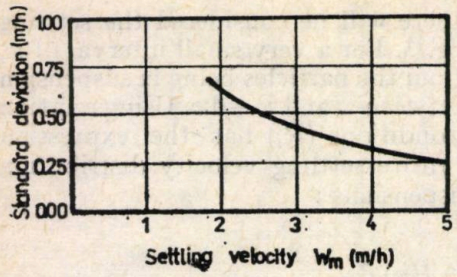


Fig. 5

Table 1

Settling velocity m/h	Standard deviation m/h
2	0.607
3	0.464
4	0.357
5	0.250

The suspension removal in the tank for those four pairs of values $w_n - \sigma$ in quiescent condition (R_l) is established by relation (11) and for the turbulence conditions by relation (12), (13) or (15), which are equivalent.

We consider the overflow of water (v_0) comprised between 1...36 m/h in which there are comprised the working current velocities of tanks. In these conditions the removal values in tank in quiescent (R_l) and turbulent (R_t) conditions related to overflow rate (v_0) are presented in Table 2 and represented in Fig. 6. In Table 2 the ratio R_l/R_t is calculated. For their calculus a Felix-256 computer was used.

The integrals were calculated using R o m b e r g's numerical quadrature formula from the mathematical subprograms library of Felix system in the case of integral (11) and iterative application in case of integral (13). In calculus the admited error was prescribed to 10^{-4}.

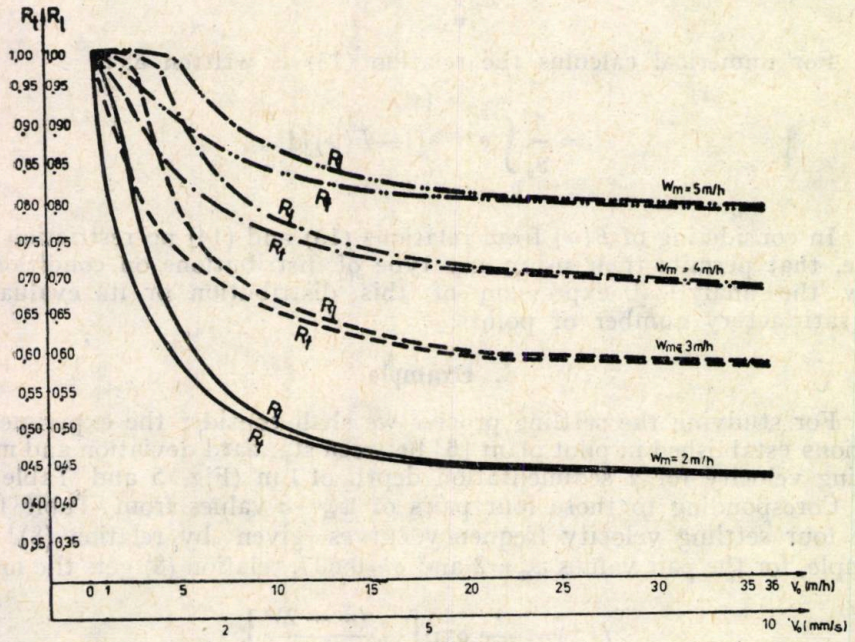


Fig. 6

Table 2

v_0 m/h	$w_m = 2$ m/h ; $\sigma = 0.607$ m/h			$w_m = 3$ m/h ; $\sigma = 0.464$ m/h			$w_m = 4$ m/h ; $\sigma = 0.357$ m/h			$w_m = 5$ m/h ; $\sigma = 0.250$ m/h		
	R_i	R_t	R_i/R_t	R_i	R_t	R_i/R_t	R_i	R_t	R_i/R_t	R_i	R_t	R_i/R_t
1	0.992	0.901	1.10	1.00	0.974	1.02	1.00	0.993	1.00	1.00	0.998	1.00
5	0.639	0.590	1.07	0.814	0.774	1.09	0.928	0.839	1.10	0.995	0.907	1.09
10	0.514	0.502	1.02	0.675	0.655	1.02	0.785	0.760	1.03	0.875	0.848	1.03
15	0.474	0.469	1.01	0.629	0.620	1.01	0.738	0.726	1.02	0.833	0.820	1.01
20	0.454	0.451	1.01	0.606	0.600	1.01	0.714	0.708	1.01	0.812	0.805	1.01
25	0.442	0.440	1.00	0.592	0.588	1.01	0.700	0.696	1.01	0.800	0.795	1.01
30	0.434	0.432	1.00	0.582	0.580	1.00	0.690	0.687	1.00	0.792	0.788	1.00
35	0.428	0.426	1.01	0.576	0.574	1.00	0.684	0.681	1.00	0.786	0.783	1.00

5. Conclusions

1. The presented methodology showns how can be designed the sedimentation tanks with continuous flow using a turbulent flow model based on an experimental data obtained in quiescent column.

2. Fixing up a certain efficient removal for a certain type of suspension in water, $f(w)$, it may be established the overflow velocity in tank (Fig. 6).

3. Relations (11) and (13) give the superior and inferior limits for removal of the suspension particles (Fig. 6).

4. Relation (13) compared with relation (11) assign to the delay of suspensions in turbulent condition an exponential low in function of the relative settling velocity, low experimentaly observed [5] and justified theoretically by D o b b i n s'model (rel. (5)).

Received, November 16, 1983

Polytechnic Institute, Jassy,
Department of Hydrotechnical Constructions and Installations
and
University „Al. I. Cuza", Jassy

REFERENCES

1. T r o f i n P., *Alimentări cu apă*. EDP, Buc., 1983.
2. P î s l a r a ș u I., R o t a r u N., T e o d o r e s c u M., *Alimentări cu apă*. Ed. 3-a, Ed. Tehn., Buc., 1981.

3. Gomella C., Guerrée H., *Le traitement des eaux de distribution*. Ed. Eyrolles, Paris, 1973.
4. *** *Criterii pentru dimensionarea decantoarelor*. St. de sinteză, 2, C. N. A. CIDH, Buc. (1974).
5. Cordoba Molina J. F., Hudgins R. R., Silveston P. L., *Settling in Continuous Sedimentation Tanks*. J. of the Environmental Eng. Div., **104**, *EE6*, (1978).
6. Hedberg T., *Flocculation, Sedimentation and Filtration*. Chalmers University, Göteborg, 1976.

STABILIREA EFICIENŢEI DECANTOARELOR LUÎND ÎN CONSIDERARE CARACTERISTICILE PARTICULELOR ÎN SUSPENSIE

(Rezumat)

Pentru calculul reţinerii suspensiilor în decantoare este necesar să se cunoască viteza de sedimentare a particulelor, *w*. În mod curent, pentru viteza de sedimentare se fixează, pe baza diagramelor de sedimentare, particula cea mai mică, ca dimensiune ce urmează a fi reţinută şi corespunzător viteza de sedimentare care se ia în calcul. Mai apropiată de realitate este analiza procesului de sedimentare considerînd caracteristicile particulelor în suspensie date de o curbă de distribuţie a vitezei de sedimentare.

Se stabileşte eficienţa decantării cît şi influenţa turbulenţei şi vitezei de curgere a apei exercitate asupra procesului de decantare plecînd de la curbele caracteristice de distribuţie ale vitezei de sedimentare.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 627.1

DIAGRAMMES POUR LE CALCUL DU RACCORDEMENT DES BIEFS AUX NOEUDS HYDROTECHNIQUES À SEUIL DÉVERSEUR

PAR

VIOREL TOBOLCEA, I. SÂRBU et ADRIAN RETEZAN

1. Introduction

Les ouvrages hydrotechniques emplacés sur les cours d'eau déterminent des transformations locales de l'écoulement, en commençant par de petites modifications de la distribution des vitesses et des caractéristiques de la turbulence et jusqu'à la formation des veines liquides avec une énergie cinétique considérable, qui pénetrent avec de grandes vitesses dans le bief d'aval de construction.

Un courant avec la surface libre qui franchit la crête d'un déversoir crée une nappe effluente en mouvement rapide.

Les grandes vitesses de l'eau depuis le pied aval du seuil déverseur produisent l'érosion du lit même quand celui-ci est rocheux, en périclitant la stabilité de la construction, raison pour laquelle le lit doit être protégé en aval par certains constructions spéciales pour la dissipation de l'énergie du jet d'eau.

La méthode principale pour obtenir la disipation de l'énergie c'est la formation du saut hydraulique qui se produit toujours au raccordement du mouvement rapide-amont (la section contrainte) avec le mouvement lent-aval (Fig. 1).

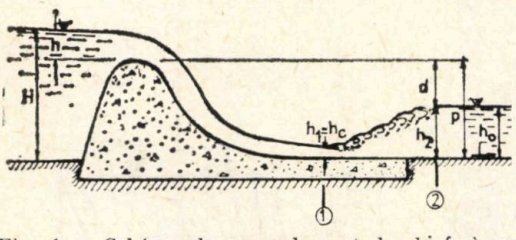


Fig. 1. — Schéma de raccordement des biefs à saut hydraulique rapproché.

Après la zone du saut le courant possède encore une énergie cinétique de pulsation importante ayant besoin d'un complément de travaux de protection de la zone du saut par des travaux peu importants en aval. En cas d'un saut rapproché ces aménagements s'effectuent sur une distance relativement réduite.

Pour ces raisons dans ce qui suit on élabore les diagrammes nécessaires au calcul du raccordement aux noeuds hydrotechniques avec seuil déverseur, qui servent autant à la détermination des formes de raccordement des biefs à l'écoulement d'eau sur les déversoirs, qu'à la détermination du lien qui doit exister entre les principaux paramètres de la construction de sorte que le saut hydraulique soit rapproché. À cet égard on considère un profil déverseur courbe (Fig. 1), où interviennent les paramètres suivants : q—le débit spécifique ; h — l'énergie potentielle spécifique du courant (la charge du déversoir) ; H—la hauteur de l'eau en amont du déversoir ; p—la hauteur de la crête du déversoir au-dessus du plafond du lit d'aval ; h_c — la profondeur contrainte de la veine liquide ; h_0 — la profondeur normale de l'eau, dans

le bief d'aval; d—la différence entre le niveau de la crête du seuil déverseur et le niveau de l'eau dans le bief d'aval; i—la pente du plafon du lit dans le bief d'aval; i_{cr}—la pente critique.

2. Considérations théoriques

Afin que le raccordement des biefs, aux noeuds hydrotechniques au seuil déverseur, se produise à saut hydraulique il est nécessaire que dans la section contrainte, la numéro F r o u d e du mouvement (avec $\alpha = 1$) soit :

$$(1) \qquad \mathcal{F}_{\kappa} = 2\varphi^2\left(\frac{H}{h_c} - 1\right) > 1$$

et la pente du plafon du lit dans le bief d'aval soit :

$$(2) \qquad i < i_{cr} = \frac{g}{\alpha C_{cr}} \cdot \frac{P_{cr}}{B_{cr}},$$

où: φ est le coefficient de vitesse de l'écoulement sur le déversoir; g—l'accélération de la gravitation ; α — le coefficient de nonuniformité de la distribution des vitesses du courant dans la section d'écoulement ; C_{cr}, B_{cr}, P_{cr}— le coefficient de résistance C h é z y, la largeur du plan d'eau et le périmètre mouillé de la section d'écoulement, correspondant à la profondeur critique h_{cr} qui, en cas du lit rectangulaire, a l'expression :

$$(3) \qquad h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}}.$$

On peut déterminer la profondeur contrainte du courant en employant le diagramme de la Fig. 2 élaboré par V e n T e C h o w [5] dans le cas

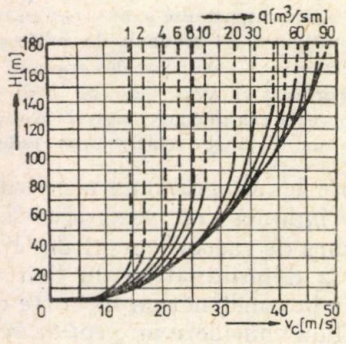


Fig. 2. — Vitesses V_c aux seuils déverseurs à nappe adhérente.

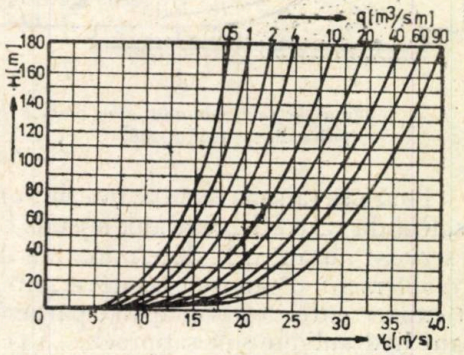


Fig. 3. — Vitesses V_c aux seuils déverseurs à nappe libre.

du seuil déverseur à nappe adhérente, ou le diagramme de la Fig. 3, élaboré par les auteurs en se basant sur la formule empirique [5] :

$$\frac{q}{V_c} = 0{,}54\,H\left(\frac{q^2}{gH^3}\right)^{0{,}425}, \tag{4}$$

dans le cas du seuil déverseur à nappe libre. Ainsi du diagramme correspondant on obtient la vitesse V_c du jet dans la section contrainte en fonction de la hauteur $H=p+h$ et du débit spécifique q, qui ensuite s'introduit dans la relation :

$$h_c = \frac{q}{V_c}. \tag{5}$$

Pour que le saut hydraulique soit rapproché il faut que la profondeur réciproque de $h_1=h_c$ soit égale avec la hauteur normale de l'eau dans le bief d'aval h_0, c'est-à-dire $h_2=h_0$.

Dans la plupart des cas dans les lits des rivières le rapport $B/h_0 > >10...20$, tel qu'on peut considérer la section d'écoulement comme „large" et le mouvement à deux dimensions, situation où entre les profondeurs réciproques h_1 et h_2 existe la relation de lien :

$$h_2 = \frac{h_1}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8q^2}{gh_1^3}} - 1\right). \tag{6}$$

En substituant $h_2=p-d$ et en divisant la relation (6) par h_1 il résulte :

$$\frac{p-d}{h_1} = \frac{1}{2}\left(\sqrt{1+\frac{8q^2}{gh_1^3}} - 1\right). \tag{7}$$

De l'expression connue de la profondeur contrainte:

$$h_1 = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g(p+h-h_1)}}, \tag{8}$$

par l'ommision du terme h_1 sous le radical on obtient une relation suffisamment exacte pour la détermination de la profondeur de l'eau dans la section contrainte, sous la forme :

$$h_1 = \frac{q}{\varphi\sqrt{2g}\left(\frac{p}{h}+1\right)^{1/2} h^{1/2}}. \tag{9}$$

Compte tenu de (9), dans la relation (7), après la multiplication de son membre gauche avec le rapport h/h et la division de celle-ci par $\sqrt{8}$, il résulte l'équation :

$$\varphi\left(\frac{h^{3/2}g^{1/2}}{q}\right)\left(\frac{p-d}{h}\right)\left(\frac{p}{h}+1\right)^{1/2} + \frac{1}{\sqrt{8}} = \sqrt{\frac{1}{8}+\sqrt{8}\varphi^3\left(\frac{h^{3/2}g^{1/2}}{q}\right)\left(\frac{p}{h}+1\right)^{3/2}}. \tag{10}$$

En notant les paramètres adimensionels :

$$\Pi_1 = \frac{h^{3/2}g^{1/2}}{q}; \quad \Pi_2 = \frac{d}{h}; \quad \Pi_3 = \frac{p}{h}, \tag{11}$$

L'équation (10) prend, la forme adimensionelle :

$$\varphi\Pi_1(\Pi_3-\Pi_2)(\Pi_3+1)^{1/2}+\frac{1}{\sqrt{8}}=\sqrt{\frac{1}{8}+\sqrt{8}\varphi^3\Pi_1(\Pi_3+1)^{3/2}}, \tag{12}$$

qui exprime la condition que le saut hydraulique soit rapproché.

L'exactitude du résultat dépend surtout de l'estimation correcte du coefficient φ, pour qui le plus indiqué est d'employer un modèle hydraulique à l'échelle réduite. Faute des expériences de laboratoire on peut utiliser les valeurs du tableau 1 recommandées par N. N. Pavlovski [4].

Tableau 1

Valeurs du coefficient de vitesse φ

Nr.	Type de la construction	φ
1	Déversoir avec les formes arrondies sans obturateurs :	
	a) avec le parement déversant de petite longueur	1,00
	b) avec le parement déversant de moyenne longueur	0,95
	c) avec le parement déversant de grande longueur	0,90
2	Déversoir avec les obturateurs (v. nr. 1)	0,95...0,85
3	Seuil jaugeur	0,95...0,85
4	Déversoir avec le contour polygonal	0,90...0,80

3. Les diagrammes proposés

Pour la solution de l'équation (12) on a élaboré les diagrammes présentés dans les Fig. 4...9 qui fournisent les valeurs des paramètres adimensionels Π_1, Π_2 et Π_3 pour différents coefficients φ, fréquemment rencontrés en pratique, ayant les valeurs comprises entre 0,75 et 1,00.

En fonction des valeurs des paramètres Π_1 et Π_3, pour un φ donné, il résulte du diagramme correspondant le rapport $\Pi_2=d/h$, à l'aide du quel on détermine la profondeur normale de l'eau, $h_0=p-d$, nécessaire au raccordement à saut hydraulique rapproché. Si la hauteur d'eau en aval, $h_{av}>h_0$, le saut est submergé mais si $h_{av}<h_0$, le saut est éloigné.

Les relations analytiques sur lesquelles est basée l'obtention des diagrammes de calcul se réfèrent au cas d'un courant non aéré (la teneur en air sous 10%). Mais, dans la nature le courant incident dans le saut a des vitesses moyennes plus grandes que 10 m/s et, par conséquent, la teneur d'air dans l'eau augmente.

L'augmentation du coefficient d'aération dans la section contrainte a comme effet la diminution de la profondeur réciproque, h_2, de 2,5 à 4% [3]. Cette diminution n'est pas de nature à modifier essentiellement les diagrammes et les relations de calcul proposées ci-dessus, mais elle donne une indi-

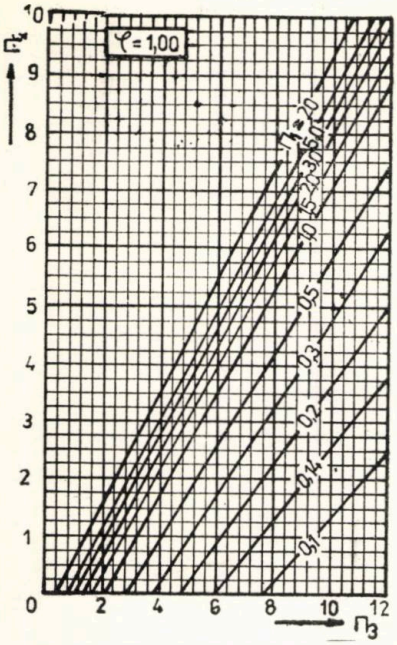


Fig. 4. — Valeurs des paramètres adimensionels pour $\varphi = 1{,}00$.

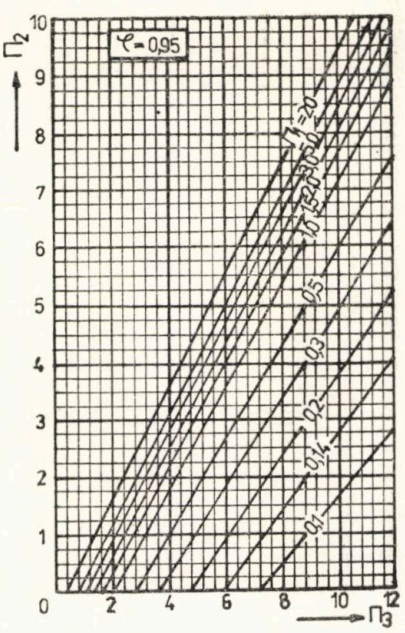


Fig. 5. — Valeurs des paramètres adimensionels pour $\varphi = 0{,}95$.

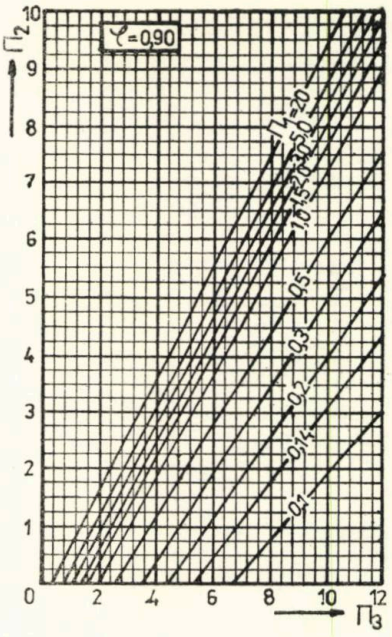


Fig. 6. — Valeurs des paramètres adimensionels pour $\varphi = 0{,}90$.

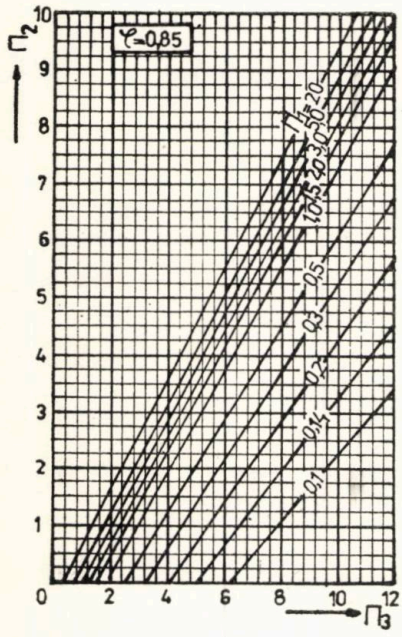


Fig. 7. — Valeurs des paramètres adimensionels pour $\varphi = 0{,}85$.

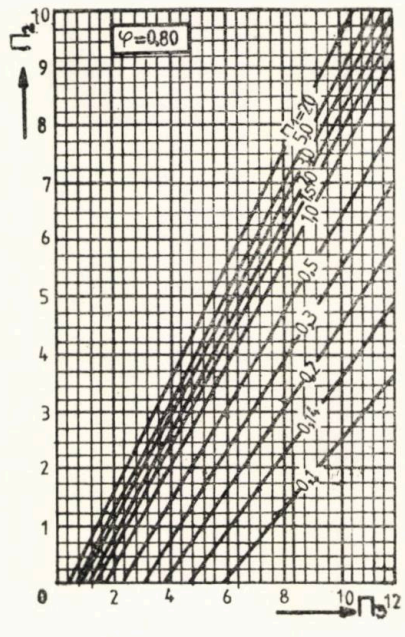


Fig. 8. — Valeurs des paramètres adimensionels pour $\varphi = 0{,}80$.

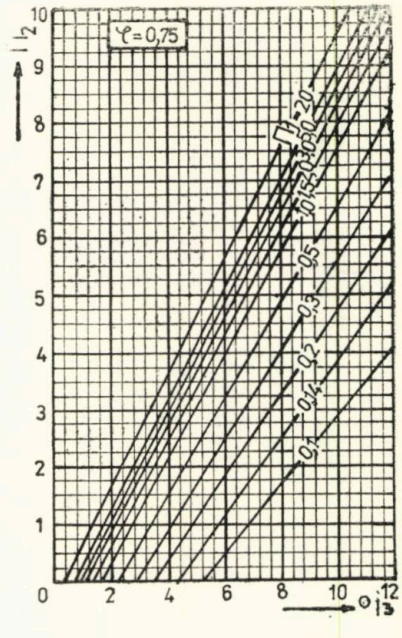
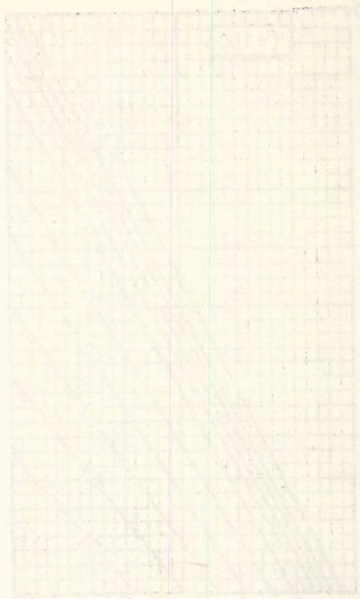


Fig. 9. — Valeurs des paramètres adimensionels pour $\varphi = 0{,}75$



cations sur les réserves offertes par l'existence réelle de l'aération du courant, dans les calculs hydrauliques des constructions de dissipation.

Dans le cas où les éléments géométriques ou hydrauliques des ouvrages hydrotechniques ne sont pas imposés, les diagrammes obtenus, associés aux relations (11), peuvent servir aussi à la détermination de ces éléments-ci, la construction pouvant être dimensionée de sorte que le raccordement des biefs se réalise à saut hydraulique rapproché. Par conséquent les constructions de dissipation de l'énergie s'étendent sur une longueur plus courte.

Compte tenu de l'approximation introduite dans les calculs par l'ommission du terme h_1 sous le radical de la relation (8) on obtient des valeurs h_0 augmentées de 1...5% (couvrantes), le saut hydraulique se produisant pratiquement avec un degré d'inondation $h_0/h_2 = 1{,}01...1{,}05$.

4. Conclusions

L'application des diagrammes élaborés suppose qu'on détermine au préalable un nombre plus petit d'éléments et l'exécution d'un nombre réduit d'opérations en comparaison avec l'application des diagrammes donnés en [1].

Les diagrammes présentés permettent l'exécution expéditive des calculs comparatifs pour l'étude du raccordement des biefs aux noeuds hydrotechniques à seuil déverseur, ayant un domaine d'application plus large par rapport aux diagrammes donnés en [1].

Reçue le 20 juin 1983

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Constructions et
Installations hydrotechniques
et
Institutul Politechnique „Tr. Vuia",
Timişoara

BIBLIOGRAPHIE

1. Certousov M. D., *Hidraulica* (trad. de russe). Ed. Tehn., Buc., 1966.
2. Cioc D., *Hidraulică*. EDP, Buc., 1967.
3. Dumitrescu D., Răzvan E., *Disiparea energiei şi disipatori de energie*. Ed. Tehn., Buc., 1972.
4. Павловский Н. Н., *Гидравлический справочник*. ОНТИ, М., 1937.
5. Ven Te Chow, *Open Channel Hydraulics*. Mc.Graw-Hill Book Co., New York, 1959.

DIAGRAME PENTRU CALCULUL RACORDĂRII BIEFURILOR LA NODURI HIDROTEHNICE CU PRAG DEVERSOR

(Rezumat)

Se propun o serie de diagrame pentru calculul expeditiv al racordării biefurilor la noduri hidrotehnice cu prag deversor, care servesc la determinarea formelor de racordare a biefurilor, la scurgerea apei peste deversoare şi la stabilirea legăturii necesare între principalii parametrii ai construcţiei astfel încît saltul hidraulic să se producă apropiat.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 628.1

ASPECTS DE L'OPTIMISATION DES RÉSEAUX ANNULAIRES DE DISTRIBUTION D'EAU

PAR

I. SÂRBU et VIOREL TOBOLCEA

1. Problèmes générales

L'optimisation des réseaux de distribution d'eau est imposée compte tenu que dans la plupart des cas le coût de la construction et de l'exploitation du réseau atteint 50...75% de la valeur de l'investissement nécessaire pour le système de distribution d'eau.

L'optimisation des réseaux de distribution impose le respect des conditions hydrauliques (d'utilisation intégrale de la pression disponible sur les artères) aussi què des conditions économiques en ce qui concerne le coût minimum de l'investissement et de l'exploitation.

Le problème principal c'est la détermination des diamètres des conduits du réseau de distribution d'une telle manière qu'ils respectent les conditions antérieurement précisées.

La méthode de la vitesse moyenne „économique" utilisée par les ingénieurs qui effectuent des projets techniques au dimensionnement des réseaux, ne peut pas prendre en considération la diversité des facteurs économiques, qui interviennent dans le coût d'investissement et d'exploitation du système de distribution d'eau.

Le problème de la détermination des diamètres économiques pour les réseaux de distribution d'eau peut être résolu par voie analytique pour n'importe quel type de la configuration et des conditions d'alimentation du réseau. Mais, à cause des grandes complications qui paraissent dans l'utilisation des méthodes exactes, on utilise des formes simplifiées de calcul technique-économique des réseaux de distribution.

Dans ce qui suit on effectue l'analyse des aspects de l'optimisation de réseaux de distribution en supposant que: le schéma de toutes les artères est déterminé, on connaît le débit total de calcul introduit dans le réseau, les points fixes de la consommation (les longueurs de conduits) et la distribution des débits dans le réseau.

Dans ce but on présente un cas de solution explicite des équations de calcul économique, en indiquant la possibilité de substituer le calcul exacte par une méthode approximative pour des réseaux de distribution avec des anneaux paralléles.

2. Considérations techniques-économiques

2.1. Relations générales en ce qui concerne l'optimisation des réseaux annulaires

On considère le cas général, quand l'eau est envoyée dans le réseau à l'aide des pompes et on demande a déterminer la hauteur H à la quelle doit monter l'eau.

À une certaine distribution des débits dans le réseau il faut respecter, du point de vue hydraulique, les équations ci-dessous :

a) en tous les noeuds :

$$\sum Q_j = 0 ; \tag{1}$$

b) en chacun anneau :

$$\sum h_j = 0 ; \tag{2}$$

c) le long du réseau sur une ligne entre les noeuds de bout :

$$H_A - \sum h_j - H_B = 0. \tag{3}$$

Conformément aux principes formulés dans la littérature de spécialité [2]...[4] la détermination des diamètres économiques, en général, suppose l'utilisation du critérium de l'optimisation des frais minima équivalents de calcul, qu'on écrit sous forme analytique :

$$W=(p_1+\beta)\sum_{\text{réseau}}(a+bD_j^x)L_j+10^4(p_2+\beta)\left[50+\frac{7{,}16}{\eta}Q\left(\sum_{\text{dir}}h_j+H_0\right)\right]+ \tag{4}$$
$$+7{,}16\cdot 10^3\frac{\tau}{\eta}eQ\left(\sum_1^{12}\Phi_i^3\sum_{\text{dir}}h_j+H_0\sum_1^{12}\Phi_i\right),$$

en respectant les conditions (2) et (3), les conditions (1) étant respectées par la modalité de la distribution des débits.

Les notations qui interviennent dans les rélations (1)...(4) ont les significations ci-dessous : H_A, H_B sont les hauteurs piézomètriques dans les noeuds de bout du reseau ; $h_j = kQ_j^2L_j/D_j^m$ — la perte de charge dans le conduit j, ayant le débit de calcul Q_j, la longueur L_j et le diamètre D_j; k — le coefficient de la rugosité du conduit ayant les valeurs: $k=0{,}001495$ pour les conduits en acier ou pour les conduits en fonte et $k=0{,}001272$ pour les conduits en asbest—ciment; $\beta=0{,}10$ — la quota de la réproduction élargie, pour le temps de récupération de 10 ans ; Q — le débit total de calcul, introduit dans le réseau; H_0 — la pression de service plus la différence de la cote de niveau entre les points de début et de bout du réseau. Le reste des notations ont les significations présentées en [5].

Donc, il faut choisir le minimum de la fonction:

$$\Gamma=(p_1+\beta)\sum_{\text{réseau}}(a+bD_j^x)L_j+10^4(p_2+\beta)\left[50+\frac{7{,}16}{\eta}Q\left(\sum_{\text{dir}}k\frac{Q_j^2L_j}{D_j^m}+H_0\right)\right]+$$
$$+7{,}16\cdot 10^3\frac{\tau}{\eta}eQ\left(\sum_1^{12}\Phi_i^3\sum_{\text{dir}}k\frac{Q_j^2L_j}{D_j^m}+H_0\sum_1^{12}\Phi_i\right)+\sum_{\text{anneaux}}\lambda_j\sum_j jk\frac{Q_j^2L_j}{D_j^m}+ \tag{5}$$
$$+\lambda_0\left(H_1-\sum_{\text{dir}}k\frac{Q_j^2L_j}{D_j^m}-H_B\right),$$

où : j est l'indice de l'anneau; λ_j, λ_0— les multiplicateurs de Lagrange.

Les relations qui correspondent à la condition de minimum :

$$\frac{\partial \Gamma}{\partial D_j} = 0, \qquad (j = 1, 2, \ldots, n), \tag{6}$$

après l'élimination des tous les multiplicateurs λ_j et après l'introduction de la notation :

$$M = \frac{7{,}16 \cdot 10^3}{\eta}\left[e\,\tau \sum_1^{12} \Phi_i^3 + 10(p_2+\beta)\right], \tag{7}$$

se reduisent aux équations ci-dessous :

a) pour les noeuds pas alimentés :

$$\sum \frac{D_j^{\alpha+m}}{k^{\frac{\alpha+m}{m}} Q_j^2} = 0\,; \tag{8}$$

b) pour les noeuds alimentés :

$$\sum \frac{D_j^{\alpha+m}}{k^{\frac{\alpha+m}{m}} Q_j^2} = \frac{mMQ}{(p_1+\beta)\,b\alpha k^{\alpha/m}}, \tag{9}$$

qui avec (2) et (3) constituent le système d'équations par la solution duquel on peut obtenir les diamètres économiques du réseau et la hauteur à lever l'eau.

En cas du réseau qui fonctionne par gravité, en appliquant le procédé des coefficients indéterminés de type L a g r a n g e, on pose le problème de la détermination du minimum de la fonction:

$$\Gamma = (p_1+\beta) \sum_{\text{réseau}} (a + bD_j^{\alpha}) L_j + \sum_{\text{anneau}} \lambda_j \sum k \frac{Q_j^2 L_j}{D_j^m} + \lambda_0 \left(H - \sum_j k \frac{Q_j^2 L_j}{D_j^m}\right), \tag{5'}$$

où H est la pression disponible égale avec la somme des pertes de charge le long du système, considérées sur une direction d'écoulement d'eau.

Compte tenu des conditions de minimum (6) qui, pour tous les noeuds, conduisent à (8) et des rélations supplémentaires :

a) pour n'importe quel anneau :

$$\sum_j k \frac{Q_j^2 L_j}{D_j^m} = 0\,; \tag{10}$$

b) le long du réseau entre les noeuds de début et de bout :

$$\sum_j k \frac{Q_j^2 L_j}{D_j^m} = H, \tag{11}$$

on peut déterminer les diamètres économiques.

La solution des équations (8), (9), (2) et (3) ou (9), (10) et (11) peut être obtenue, en général, par la méthode des itérations successives.

2.2. Dimensionnement technique-économique des réseau avec des anneaux paralléles

Dans ce paragraphe on obtient la solution des équations économiques pour le cas particulier des réseaux avec des anneaux paı allèles (Fig. 1).

D'abord on considère le cas d'un seul anneau avec plusieurs tronçons qui fonctionnent par pompage (Fig. 2).

Après la distribution des débits de calcul Q_j dans les tronçons, les équations économiques deviennent de la forme :

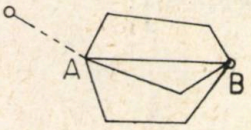


Fig. 1

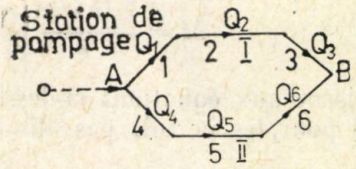


Fig. 2

$$(12)\qquad \frac{D^{\alpha+m}}{k^{\frac{\alpha+m}{m}}Q_1^2}+\frac{D_4^{\alpha+m}}{k^{\frac{\alpha+m}{m}}Q_4^2}=\frac{mMQ}{(p_1+\beta)b\alpha k^{\alpha/m}},$$

$$(13)\qquad \frac{D_1^m}{Q_1^{\frac{2m}{\alpha+m}}}=\frac{D_2^m}{Q_2^{\frac{2m}{\alpha+m}}}=\frac{D_3^m}{Q_3^{\frac{2m}{\alpha+m}}},\qquad (14)\qquad \frac{D_4^m}{Q_4^{\frac{2m}{\alpha+m}}}=\frac{D_5^m}{Q_5^{\frac{2m}{\alpha+m}}}=\frac{D^m}{Q_6^{\frac{2m}{\alpha+m}}}.$$

Les équations d'équilibre hydraulique sont dans ce cas :

$$(15)\qquad \frac{Q_1^2L_1}{D_1^m}+\frac{Q_2^2L_2}{D_2^m}+\frac{Q_3^2L_3}{D_3^m}-\frac{Q_4^2L_4}{D_4^m}-\frac{Q_5^2L_5}{D_5^m}-\frac{Q_6^2L_6}{D_6^m}=0,$$

$$(16)\qquad H_A-k\frac{Q_1^2L_1}{D_1^m}-k\frac{Q_2^2L_2}{D_2^m}-k\frac{Q_3^2L_3}{D_3^m}-H_B=0.$$

Compte tenu de (13) ... (15) il résulte :

$$(17)\qquad \frac{Q_1^{2m}}{D_1^m}\sum_{\mathrm{I}}L_jQ_j^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}=\frac{Q_4^{2m}}{D_4^m}\sum_{\mathrm{II}}L_jQ_j^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}},$$

où les indices I et II indiquent qu'on doit effecteur l'addition respectivement sur les artères I et II.

De (12) et (17) résulte :

$$(18)\qquad D_1=\left[\frac{mMk}{(p_1+\beta)b\alpha}\right]^{\frac{1}{\alpha+m}}\left[\frac{\left(\sum_{\mathrm{I}}L_jQ_j^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}\right)^{\frac{\alpha+m}{m}}}{\left(\sum_{\mathrm{I}}L_jQ_j^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}\right)^{\frac{\alpha+m}{m}}+\left(\sum_{\mathrm{II}}L_jQ_j^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}\right)^{\frac{\alpha+m}{m}}}\right]^{\frac{1}{\alpha+m}}Q^{\frac{1}{\alpha+m}}Q_1^{\frac{2}{\alpha+m}}.$$

En introduisant les notations :

$$(19)\qquad E=\frac{mMk}{(p_1+\beta)b\alpha},\qquad K_i=\frac{\left(\sum_{j=1}^{n_i}L_jQ_j^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}\right)^{\frac{\alpha+m}{m}}}{\sum_{i=\mathrm{I}}^{N}\left(\sum_{j=1}^{n_i}L_jQ_j^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}\right)^{\frac{\alpha+m}{m}}},$$

où n_i est le nombre des tronçons sur l'artère i, on peut démontrer que la formule (19), dans le cas à N artères et pour des anneaux parallèles, devient de la forme :

$$D_{j,i}=E^{\frac{1}{\alpha+m}}\,K_j^{\frac{1}{\alpha+m}}\,Q^{\frac{1}{\alpha+m}}\,Q_{,i}^{\frac{2}{\alpha+m}}, \tag{20}$$

où $D_{j,i}$ est le diamètre du tronçon j sur l'artère i.

Si l'eau est envoyée dans les N artères par gravité il résulte :

$$D_{j,i}=\left(\frac{k}{H}\right)^{\frac{1}{m}}\left(\sum_{j=1}^{n_i}L_jQ_j^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}\right)^{\frac{1}{m}}Q_{j,i}^{\frac{2}{\alpha+m}}. \tag{21}$$

Compte tenu de l'équation de la continuité et des relations (20) ou (21), si on exprime la vitesse moyenne „économique" en fonction de débit :

a) dans le cas du fonctionnement par pompage :

$$V_{j,i}=\frac{4}{\pi}E^{-\frac{2}{\alpha+m}}K_j^{-\frac{2}{\alpha+m}}Q^{-\frac{2}{\alpha+m}}Q_{j,i}^{\frac{\alpha+m-4}{\alpha+m}}; \tag{22}$$

b) dans le cas du fonctionnement par gravité :

$$V_{j,i}=\frac{4}{\pi}\left(\frac{k}{H}\right)^{-\frac{2}{m}}\left(\sum_{j=1}^{n_i}L_jQ_j^{\frac{2\alpha}{\alpha+m}}\right)^{-\frac{2}{m}}Q_{j,i}^{\frac{\alpha+m-4}{\alpha+m}}, \tag{23}$$

on déduit que celle-ci dépend, dans le premier cas, autant du nombre de tronçons de chaque ligne que du nombre des lignes du réseau (par le facteur K_i).

En particulier les formules (20) ... (22) deviennent, au cas d'un conduit d'adduction ($i=I$), de la forme présentée en [5].

Pour le calcul des diamètres économiques, la détermination des coefficients de coût unitaire a, b et de l'exposant α, qui interviennent dans l'expression binômiale de l'investissement spécifique du conduit :

$$C=a+bD_j^{\alpha} \tag{24}$$

est tout à fait importante.

Tableau 1

Le matériel du conduit	a	b	α	E
Acier	180	2 030	1,20	1,30
Fonte	200	3 060	1,52	0,70
Asbest–ciment	140	2 110	1,68	0,80

Par conséquent, dans le tableau 1 on présente les valeurs des paramètres a, b et α pour divers matériaux de conduit qui ont été déterminées par les auteurs, dans les conditions économiques d'aujourd'hui de notre pays, en appliquant la méthode des plus petits carrés.

Avec les valeurs ainsi obtenues et en adoptant, pour les calculs courants, les valeurs des autres paramètres ci-dessous: $\eta=0{,}75$, $e=0{,}60$ lei/kWh, $\tau=0{,}9$, $\sum_1^{12}\Phi_i^3=8{,}20$, $p_1=0{,}04$ et $p_2=0{,}06$ on a calculé les valeurs du facteur économique E données dans le même tableau.

3. Exemple numérique

Par exemple, on étudie l'optimisation du réseau de distribution de la Fig. 3, qui fonctionne par pompage et qui se réalise par tubes en fonte. Les débits de calcul sont données en m³/s, les longueurs en m, et les flèches indiquent le sens d'écoulement d'eau sur chaque tronçon.

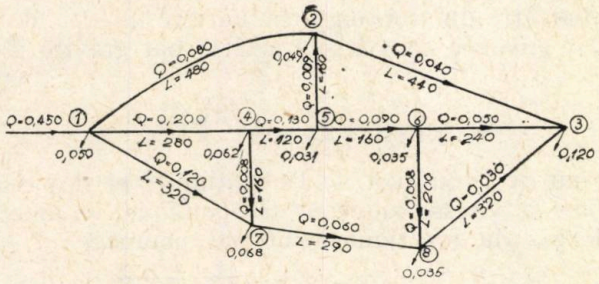


Fig. 3

Dans ce cas-là les formules de calcul (20) et (22) deviennent :

$$D_{j,i} = E^{0,146} K_i^{0,146} Q^{0,146} Q_{j,i}^{0,292} \qquad V_{j,i} = \frac{4}{\pi} E^{-0,292} K_i^{-0,292} Q^{-0,292} Q_{j,i}^{0,416}$$

où, conformément à la relation (19) :

$$K_i = \frac{\left(\sum_{j=1}^{n_i} L_j Q_j^{0444} \right)^{1,285}}{\sum_{i=I}^{III} \left(\sum_{j=1}^{n_i} L_j Q_j^{0,444} \right)^{1,285}}.$$

Le déroulement et les résultats des calculs sont présentés dans le tableau 2.

Tableau 2

Tronçon	L_j m	Q_j m³/s	$Q_j^{0,444}$	$L_j Q_j^{0,444}$	K_i	$K_i^{0,146}$	$K_i^{-0,292}$	$Q_{j,i}^{0,292}$	$Q_{j,i}^{0,416}$	$D_{j,i}$, [mm calcul	$D_{j,i}$, [mm STAS	$V_{j,i}$ m/s
Artère I												
1–2	480	0,080	0,326	156,5	0,305	0,841	1,414	0,478	0,350	339	350	0,88
2–3	440	0,040	0,240	105,6				0,391	0,262	278	300	0,66
				Σ= 262,1 I								
Artère II												
1–4	280	0,200	0,489	136,9				0,625	0,512	457	500	0,96
4–5	120	0,130	0,404	48,5	0,369	0,865	1,043	0,551	0,428	402	400	0,79
5–6	160	0,040	0,343	54,9				0,495	0,367	362	350	0,68
6–3	240	0,050	0,264	63,4				0,417	0,288	305	300	0,54
				Σ= 303,7 II								
Artère III												
1–7	320	0,120	0,390	124,8				0,538	0,414	386	400	0,78
7–8	290	0,060	0,287	83,2	0,325	0,849	1,049	0,440	0,310	316	350	0,58
8–3	320	0,030	0,211	67,5				0,359	0,232	257	250	0,43
				Σ = 275,5 III								

4. Conclusions

Les formules de calcul obtenues par la solution explicite des équations économiques pour le cas d'un réseau avec des anneaux parallèles, permettent d'entrevoir de plus près la manière dont ils influencent les différents facteurs sur le choix du diamètre économique.

On peut utiliser les formules de calcul de type (20) même pour l'optimisation des réseaux communs. L'exactitude des résultats est d'autant plus grande que les réseaux, par leurs fonctionnement, sont comparables à celles avec des anneaux parallèles.

Les calculs présentés dans le tableau 2 indiquent que les vitesses moyennes économiques ne respectent pas les limites indiquées dans la littérature de spécialité puisque ces limites ne tiennent pas compte de la diversité des facteurs économiques qui déterminent le coût d'investissement et d'exploitations des réseaux de distribution d'eau. Donc, les diametrès résultés en appliquant la méthode des vitesses moyennes „économiques" peuvent être considérés seulement comme point de départ dans la réalisation ultérieure des calculs définitifs.

Reçue le 20 juin 1983

Institut Polytechnique „Tr. Vuia", Timişoara
et
Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Constructions et Installations Hydrotechniques

BIBLIOGRAPHIE

1. Bârsan E., Ignat C., *Dimensionarea unei reţele de alimentare cu apă după criteriul costului minim de construcţie.* Symp. Nat. concernant les problèmes actuels de l'administration des eaux, Timişoara, 1982.
2. Gheniev N. N., Abramov N. N., Pavlov V. I., *Alimentări cu apă,* (trad. du russe). Ed. MCICM, Buc., 1953.
3. Jura C., *Alimentări cu apă.* Inst. polit. „Tr. Vuia", Timişoara, 1976.
4. Pîslăraşu I., Rotaru N., Teodorescu M., *Alimentări cu apă.* Ed. Tehn., Buc., 1981.
5. Sârbu I., *Consideraţii privind optimizarea aducţiunilor sub presiune.* Symp. Nat. concernant les problèmes actuels de l'administration des eaux, Timişoara, 1982.

ASPECTE ALE OPTIMIZĂRII REŢELELOR DE DISTRIBUŢIE INELARE ÎN ALIMENTĂRI CU APĂ

(Rezumat)

Se prezintă un caz de rezolvare explicită a ecuaţiilor de calcul economic, indicîndu-se posibilitatea înlocuirii calculului exact cu o metodă rapidă aproximativă pentru cazul reţelelor de distribuţie cu inele paralele.

În acelaşi timp se prezintă valorile parametrilor funcţiei de cost unitar a conductelor, determinate de către autori în condiţiile economice de azi ale ţării noastre, avîndu-se în vedere influenţa importantă exercitată de parametri asupra optimizării reţelelor de distribuţie a apei

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 577.1 ; 633.15 ; 633.9

FLOODING INFLUENCE CONCERNING WITH MAIZE AND SOYA CROPS AND THEIR ENZYMATIC ACTIVITY

BY

CHIRIL POPESCU, SILVIA PORUMB and STELA AXINTE

1. Introduction

Air is as necessary as water for a good growth of crops and throughont our country the temporary excess of water and the insufficiency of air were felt in thousands of years on a surface of over 8 million ha. The aim of this work is to examine the flood involving of maize and soya crops and the influence of fertilizers applied after the flood on the crops and also the activity of alchool de-hydrogenase.

2. Researching Method

During the years 1978—1979 have been made experiences in vegetations vessels of 12 l, using soil from A-horizon of a levigated chernozem with good fertility.

Maize HD-225 and soya Chippewa-64 were seeded and for flooding the vessels were introduced into the water up to the surface of the soil in three decades, when the plants had 8 ... 20 or 45 days from their rising and the period of flooding was of 3 ... 7 days or 10 days for each succession (Table 1). After the removing of water excess, fertilizers with nitrogen were applied (0.5 g s.a. in a vessel) ; phosphorus (0.54 g s.a. in a vessel) ; potasium (0.4 g s.a. in a vessel) and some trace elements, the main purpose being the plants behaviour and the enzymatic activity.

3. Results Obtained and Their Interpretation

Having in mind the flooding effect on maize and soya crops were obtained some dates which were included in Table 2 (average 1978 ... 1979), showing that the water excess reduced the weight of maize roots up to 32.1% in comparison with unflooded plants and for soya the weight of the roots was reduced up to 34.72% in comparison with unflooded ones. The immature roots changed their growth, directing towards the surface of the soil and some of roots rotted and plants lost gradually the connection with soil. The aerial parts of plants were also affected by the flood, turning yellow the leaves and causing their drying, first of all those from the base of stem.

Table 1

Tested Variants

Variant	Age of Plant at Flooding days	Flooding Period days	Applied Fertilizers	Observations
1	8	3	—	Standard 2
2	8	3	$N + P_2O_5 + K_2O$	—
3	8	7	—	Standard 2
4	8	7	$N + P_2O_5 + K_2O$	—
5	8	10	—	Standard 2
6	8	10	$N + P_2O_5 + K_2O$	—
7	unflooded	—	—	Standard 1
8	20	3	—	Standard 2
9	20	3	$N + P_2O_5 + K_2O$	—
10	20	7	—	Standard 2
11	20	7	$N + P_2O_5 + K_2O$	—
12	20	10	—	Standard 2
13	20	10	$N + P_2O_5 + K_2O$	—
14	unflooded	—	—	Standard 1
15	45	3	—	Standard 2
16	45	3	$N + P_2O_5 + K_2O$	—
17	45	7	—	Standard 2
18	45	7	$N + P_2O_5 + K_2O$	—
19	45	10	—	Standard 2
20	45	10	$N + P_2O_5 + K_2O$	—
21	unflooded	—	—	Standard 1

Table 2

Flooding Influence Concerning with Maize and Soya Crops (Average 1978 — 1979)

Variant	Maize				Soya			
	Roots		Aerial Parts		Roots		Aerial Parts	
	g	% of St. 1	g	% of St. 1	g	% of St. 1	g	% of St. 1
1	19.0	58.4	28.0	39.4	7.0	97.2	13.9	55.4
3	10.7	32.9	25.5	35.8	2.5	34.7	16.7	66.5
5	19.7	60.6	28.2	39.7	3.6	50.0	14.5	57.7
7	32.5	100	71.0	100	7.2	100	25.1	100
8	15.1	32.1	42.5	45.4	6.8	40.9	39.7	51.2
10	20.8	44.2	35.0	37.4	6.1	36.7	38.3	49.4
12	21.8	46.4	59.2	63.3	6.2	37.3	27.7	35.8
14	47.0	100	93.5	100	16.6	100	77.4	100
15	37.5	62.5	54.7	53.8	25.8	64.6	61.4	73.4
17	20.8	40.0	70.8	69.6	15.8	39.6	68.3	81.7
19	28.2	52.4	72.3	71.1	17.3	43.4	69.3	89.9
21	52.0	100	101.7	100	39.9	100	83.6	100

The stem of soya formed longitudinal cracks and new roots began to appear above the water, this being already known from the observations of other researchers. Generally the plants reduced the weight of their aerial

parts, this owing to the flood, up to 35.8% for maize and soya, in contrast with the unflooded plants. The damages upon the plants as a flooding result appeared especially after 20 days, after the rising and the water excess lasted a weak, at least.

By applying nitrogen, phosphorus and potassium fertilizers after removing the water excess, the plants were helped to come to a normal state, (s. Table 3, average 1978—1979).

Table 3

Influence of Chemical Fertilizers Applied on Maize and Soya after Flooding (average 1978... 1979)

Variant	Maize				Soya			
	Roots		Aerial Parts		Roots		Aerial Parts	
	g	% of St. 2	g	% of St. 2	g	% of St. 2	g	% of St. 2
1	19.0	100.0	28.0	100.0	7.0	100.0	13.9	100.0
2	22.4	117.9	28.5	101.8	6.7	95.7	19.3	138.6
3	10.7	100.0	25.5	100.0	2.5	100.0	16.7	100.0
4	22.8	115.7	27.8	109.0	3.7	95.7	20.2	120.9
5	19.7	100.0	28.2	100.0	3.6	100.0	14.5	100.0
6	13.4	137.8	29.6	104.8	4.6	128.6	12.8	88.2
8	15.1	100.0	42.5	100.0	6.8	100.0	39.7	100.0
9	18.3	121.4	52.0	122.4	9.1	133.8	49.4	124.4
10	20.8	100.0	35.0	100.0	6.1	100.0	38.3	100.0
11	22.0	105.8	53.1	151.5	8.2	134.4	43.1	112.5
12	21.8	100.0	59.2	100.	6.2	100.0	27.7	100.0
13	25.4	116.5	75.9	128.2	8.3	134.3	23.8	85.7
15	32.5	100.0	54.7	100.0	25.8	100.0	61.4	100.0
16	50.1	127.9	75.5	138.0	36.4	140.9	58.7	95.6
17	20.8	100.0	70.8	100.0	15.8	100.0	68.3	100.0
18	28.1	135.0	79.5	112.3	20.5	129.7	71.0	103.9
19	28.2	100.0	72.3	100.0	17.3	100.0	69.3	100.0
20	32.1	113.8	88.6	122.5	22.4	129.6	69.7	100.6

Only after 30 days of fertilizers application the weight of root and of aerial parts increased, for maize with 5.8 ... 37.8% and respectively with 1.8 ... 51.5% in contrast with unfertilized plants ; for soya the weight of roots increased, owing to the fertilizers, with 28.6 ... 40.9% and of aerial parts with 3.9 ... 38.6%. The favourable effect of fertilizers appeared to be more obviously at maize plants than soya plants.

Among the fertilizers used, those with nitrogen contributed in a great deal at plants recovering after flood, a fact that was discovered to be real for other parts of our country [5].

Among enzymes, the activity of alchool de-hydrogenase was studied ; the obtained data are presented in Table 4 (average 1978 ... 1979), showing that for plants grown in normal conditions, the activity of this enzyme was maintained at a lower level (0.016 ... 0.018 μM/min/100 g tissue).

Table 4

Alcohol De-hydrogenaze Activity (μM/min/100 g tissue) *for Maize and Soya Flooded and Treated with* N, P, K (average 1978...1979)

Applied Treatment	Unfertilized	Fertilized with :					
		N	P	K	Cu	B	Mo
Maize							
Unflooded	0.018	–	–	–	–	–	–
Flooded 7 days	0.042	0.016	0.032	0.032	0.016	0.040	–
Flooded 10 days	0.038	0.032	0.036	0.028	–	–	–
Soya							
Unflooded	0.016	–	–	–	–	–	–
Flooded 7 days	0.032	0.018	0.032	0.26	–	–	–
Flooded 10 days	0.038	0.020	0.028	0.032	0.016	–	0.016

During the flooding process the insufficiency of oxygen determined an intensification of this enzyme activity, because the other metabolical activities have been diminished. In case of maize and soya plants which were flooded 7 ... 10 days, the activity of this enzyme was doubled or trebled in contrast with unflooded plants. The high activity of alchool dehydrogenaze has been maintained even after 9 days of water excess removing.

Fertilizers with nitrogen, phosphorus and potassium had a favourable influence upon the metabolical activity of plants even after the first days of water excess removing. Nitrogen seemed to have a very important influence upon the activity of alchool de-hidrogenaze. Thus, after only nine days, when plants were removed from flooding, the activity of this enzyme proved to be normal.

Trace elements (copper and borine) had different influence upon this enzyme. Thus, for example, the enzymatic activity of plants taken away after nine days from flooding, was reduced to the half, in conditions of treating them with copper sulphate.

By applying trace elements as copper and molybdenum at soya plants, the activity of alchool de-hydrogenase was diminished to the half, in contrast with unflooded and untreated plants.

This proves the importance of applying fertilizers with macro and trace elements on flooded fields after removing the water excess, the reason being the return of this plants, as quick as possible, to a normal metabolical activity.

4. Conclusions

1. The temporary water excess hindered the normal growing of maize and soya plants, reducing the roots weight and of aerial parts in comparison with unflooded plants. Thus, for example, the maize roots lost their weight up to 32.1% and the aerial parts up to 35.8% and soya plants lost in weight up to 34.7% and 35.8%, respectively, in contrast with unflooded plants.

2. The destructive effect of flooding was evident especially when plants had 20 days from rising and the water excess lasted a week at least.

3. By applying fertilizers with nitrogen, phosphorus and potassium after the water excess removing, the plant can be helped to come as quickly as possible to a normal state. During a month the weight of roots and of aerial parts was increased for maize by 5.8 ... 37.8% and 4.8 ... 38.0% in contrast with unfertilized plants and for soya the weight of roots was increased by 28.6 ... 40.9% and of aerial parts by 3.9 ... 38.6%.

4. The favourable effect of fertilizers was more evidently observed for maize and less for soya.

5. Fertilizers with nitrogen contributed in a great deal for the recovery of plants after flooding.

6. For maize and soya plants flooded during a period of 7 ... 10 days the activity of alchool de-hydrogenaze was doubled in contrast with unflooded plants and was maintained to a high level after nine days after water excess removing, this being the proof of using this metabolical method in absence of oxygen with normal concentration.

7. In case of plants treated with nitrogen, phosphorus and potassium fertilizers and with some trace elements, the metabolical process was reestablished in a very short time and the activity of this enzyme came to a normal state.

8. Among the fertilizers applied, those with nitrogen, copper and molybdenum had a good effect.

Received, July 27, 1983

Polytehnic Institute, Iassy,
Department of Pedology and
Fight against Errosion

REFERENCES

1. Adam H., *Methoden der enzymatischen Analyse.* Verlag Chemia, Weinheim, 1962.
2. Florea N., Munteanu I., *Terenurile afectate de exces de umiditate în România.* ICDA, Buc., 1972.
3. Moraru M., *Desecarea terenurilor agricole.* Ed. Agro-silvică, Buc., 1967.
4. Nowell D. W., *Соя* (пер. с. англ.). Изд. Колос, М., 1970.
5. Oprea C. V., *Ameliorarea solurilor cu exces de umiditate.* Ed. Facla, Timișoara, 1974.

INFLUENȚA INUNDAȚIEI ASUPRA PLANTELOR DE PORUMB ȘI SOIA ȘI ACTIVITATEA LOR ENZIMATICĂ

(Rezumat)

În anii 1978 — 1979 s-au organizat experiențe în vase de vegetație, folosind sol din orizontul A al unui cernoziom moderat levigat. S-a urmărit comportarea la inundare a hibridului de porumb HD-225 și a soiului de soia Chippewa-64. S-a constatat că la porumb, dar mai ales la soia, intervin modificări morfologice ale sistemului radicular și aparatului foliar, care se soldează cu

reducerea greutății părților aeriene și a rădăcinilor pînă la 35,8% și respectiv 32,1% la porumb și 35,8% și 34,7% la soia. Efectul negativ al excesului de apă este mai pronunțat la vîrsta de 20 zile a plantelor și durata de o săptămînă.

Consecință a lipsei oxigenului, pe durata inundării se dublează activitatea alcool dehidrogenazei, care revine la normal la nouă zile de la îndepărtarea excesului de apă și mai rapid cînd se aplică azot, fosfor, potasiu și microelemente.

Îngrășămintele aplicate după inundare, în special cele cu azot, cupru, molibden, determină redresarea mai rapidă a porumbului decît a soiei.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.C. 627.1

THE PROBABILITY OF EXCEEDING HYDROLOGICAL AMOUNTS

BY

I. GIURMA and DORIN COTIUŞCĂ

1. Introduction

Statistics have shown that the occurence of a certain event is expressed by a series of numbers representing the values that characterize the event and by the probability of these values to appear. There are two types of numerical values : discreet and continuous. In hydrology, for instance, the number of floods that occur within a certain period of time are discreet variables whereas the water-discharge, the level, the current velocity a.s.o. recorded in a certain section of a water-course are continuous variables.

If two events are incompatible with each other ($AB = \emptyset$ that is, simultaneity is excluded), a distinct function can be attached to each event, a function that fluctuates concurrently with the value one has in view, which is called random variable and may even be identical with the analysed value.

On a list of hydrological data such as the one containing the yearly maximal water-discharges in a certain section of a watercourse, the data recorded are incompatible with one another because a maximal water-discharge cannot have more different maximal values in one and the same year. Therefore, the value of each data in a list of hydrological data is a random variable.

If x_i is a discreet random variable and $f(x)$ is the probability of the random variable to become x, consequently $f(x)$ may be called probability density function or density of probability distribution:

$$f(x) = p(x_i = x).$$

The probability of the given random variable x_i to become smaller than a certain value x is the spread function noted $F(x)$:

$$F(x) = P(x_i < x).$$

The probability of the random variable x_i to become greater than x is called exceeding probability or confidence, noted $p(x)$:

$$p(x) = p(x_i > x).$$

In a similar way are defined : the function of distribution, the function of allocation and the probability of exceeding the continuous random variable.

Most often met in hydrology are the discreet values of continuous random variables.

Both in the case of discreet random variables and in that of continuous random variables the main problem is the one of determining the distribution curve and by means of it to determine the function of allocation and the confidence curve.

2. The Distribution Curve and the G a u s s Normal Confidence Curve

Fig. 1 shows the programme that has been made up for the calculus of the G a u s s distribution (curve I).

The allocation function of the normal distribution is :

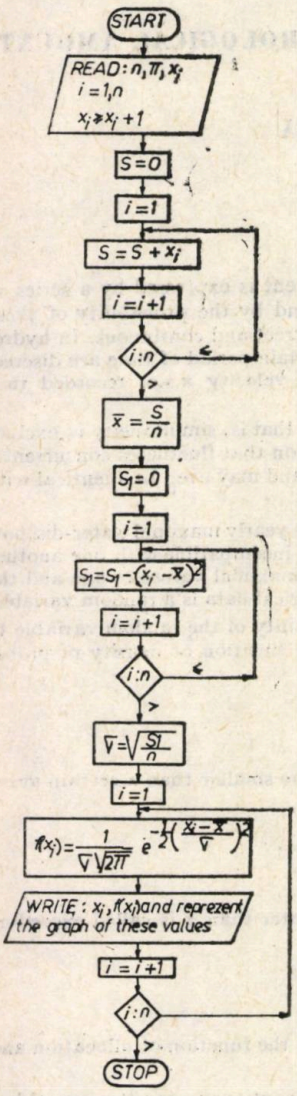


Fig.—Logic network concerning the normal distribution curve (Gauss).

$$F(x_i<x)=\int_{-\infty}^{x} f(x)\mathrm{d}x$$

and the confidence may be expressed by one of the following integral functions :

$$\Phi(x)=1-\int_{-\infty}^{x} f(x)\mathrm{d}x \quad \text{or} \quad \Phi(t)=1-\int_{-\infty}^{t} f(t)\mathrm{d}t,$$

with

$$t=\frac{x-\bar{x}}{\sigma}.$$

In order to determine Φ, the integral

$$y(t)=\frac{1}{2\pi}\int_{-\infty}^{t} \mathrm{e}^{-t^2/2}\,\mathrm{d}t$$

must be evaluated. As a result a programme was made up. The general routine consists of a main routine for the printing of the listing containing the integral of the function $\mathrm{e}^{-t^2/2}$ and a subroutine integer for determining the values of the integral $y(t)$, a subroutine which applies the formula of the trapeze for the digital calculus of the integrals [1].

Consequently one may notice that by using the automatic systems of calculus, it is much more profitable to calculate the integral $y(t)$ for a certain application than to introduce in the external storage a large list containing the values $y(t)$ for an extensive interval of variables.

Having already calculated and listed the integral for a large space of the t variable, one proceedes to the calculus of the confidence limit.

Knowing the pairs of values x_i, $p(x_i)$ the confidence curve is drawn in a logarithmic coordinate system of axes.

3. The Distribution Curve and the Confidence Curve Pearson III

The distribution curve Pearson III has a wide application in hydrology fitting well enough the hydrologic regime of the rivers in our country. If we have more theoretical distribution curves Pearson III the following problem often met in hydrology may be solved : the choosing of the very best curve which best fits the data resulted from observations and measurings on condition that the first three moments of the theoretical

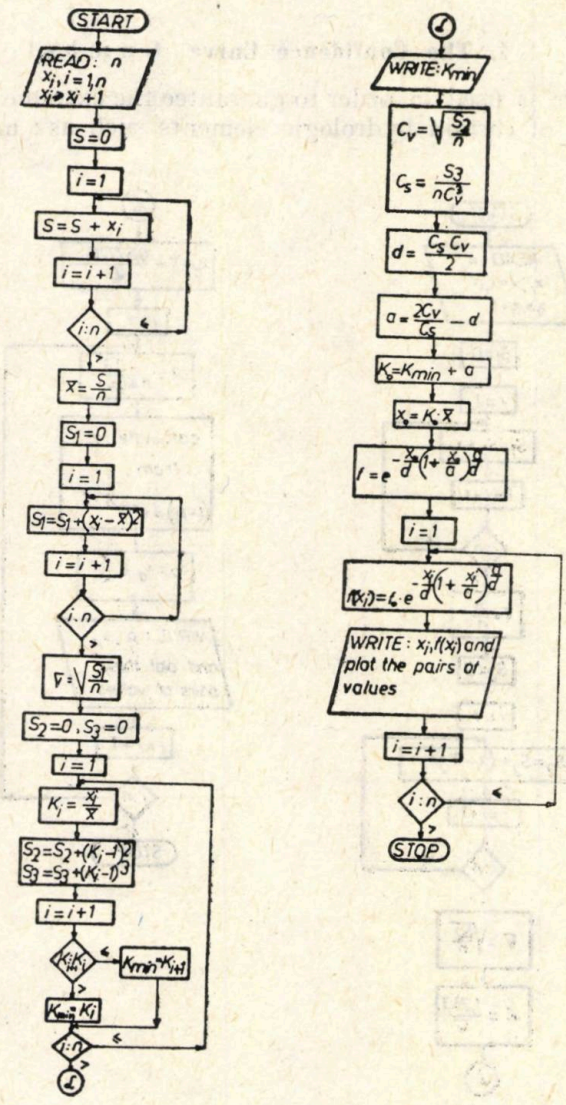


Fig. 2. — Logic network concerning the Pearson distribution curve type III.

distribution be equal with the first three moments calculated by means of the data obtained from measurings (in hydrology, moments of Ist, IInd, and IIIrd degrees are used, i.e. arithmetic mean, variation factor, coefficient of skew).

In order to facilitate the effectuation of these calculi the employment of digital computers is recommanded (Fig. 2).

The distribution curve being established the following step will be the drawing up of the theoretical confidence curve and its superposition with the empirical one.

4. The Confidence Curve G u m b e l

This curve is used in order to guarantee the extreme values (minimal or maximal) of certain hydrologic elements such as : maximal precip-

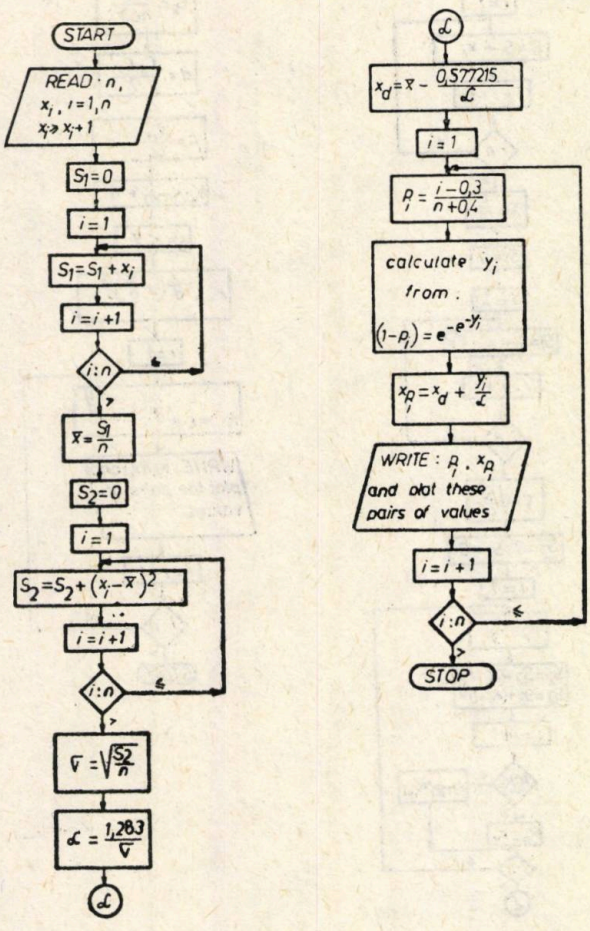


Fig. 3. — Logic network concerning the calculus of the G u m b e l reliable curve.

itation within 24 hours, maximal annual water-discharges, minimal annual levels, maximal annual levels a.s.o.

In order to use the Gumbel type equation the random variables (hydrological elements) must be selected from a large number of other independent variables (for instance, each maximal annual water discharge is selected from 365 daily water-discharges).

The distribution and the confidence of extreme values have a greater practical importance in hydrology. The logical diagram regarding the unfolding of the calculi relating to the Gumbel confidence curve is shown in Fig. 3.

5. Conclusions

a) The aim of this paper is to draw up some routines for the calculation of distribution and confidence curves often used in hydrology.

b) By means of the described curves we may find certain hydrological elements (water-discharges, levels, water storage a.s.o.). with various confidence limits of calculus and control variable elements in the designing and exploitation of hydrotechnical works.

Received, December 28, 1983

Polytehnic Institute, Jassy,
Department of Hydraulics
and
Hydroameliorations

REFERENCES

1. Zavati V., Giurma I., Budei L., *Hidrologie — lucrări practice.* Inst. polit., Iași, 1980.

PROBABILITATEA DE DEPĂȘIRE A MĂRIMILOR HIDROLOGICE

(Rezumat)

Se precizează în detaliu modul de programare al calculelor pentru curbele de distribuție și de asigurare : Gauss, Pearson III și Gumbel, în vederea determinării elementelor hidrologice (debite, niveluri etc.) cu diferite probabilități de depășire, elemente ce sînt folosite la proiectarea lucrărilor hidrotehnice precum și în execuția și exploatarea acestora.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

C.D. 634.8

L'INFLUENCE DE LA MÉTHODE D'ARROSAGE SUR LA CONSOMMATION D'EAU À LA VIGNE DANS LE PLATEAU BURNAS

PAR

C. NICOLESCU et CHIRIL POPESCU

1. Introduction

La vigne donne de bons résultats sur les terrains bien éclairés et avec des précipitations bien réparties pendant toute la période de végetation. L. M o s e r [5] montre qu'on obtient de bons résultats dans les zones où les précipitations qui tombent pendant l'été sont de minimum 400 mm.

Dans notre pays, les précipitations sont insuffisantes pour la plupart des vignobles de Banat, Oltenia, Muntenia, Dobrogea et une partie de Moldova [3] et c'est pourquoi l'irrigation doit être appliquée pour compléter l'eau nécessaire à un bon développement des plantes.

Dans qui cet suit on étudie, comparativement, la consommation d'eau à la vigne arrosée sur sillons et par gouttes parce que l'arrosage par gouttes ou microirrigation [2] est utilisé à la vigne et aux arbres fruitiers [1].

2. Méthode de travail

L'expérience a été organisée pendant la période 1977—1980, sur le plateau Burnas, à I.C.I.T.I.D., Băneasa—Giurgiu, dans un vignoble formé en 1968, avec la distance entre les rangées de 2,20 m et de 1,40 m sur rangée, la longueur de la rangée étant de 75 m et 100 m.

Le climat se caractérise par des étés chauds et des hivers froids avec des périodes pluvieuses au commencement de l'été et de l'hiver. La moyenne anuelle des précipitations est de 557,8 mm, dont pendant la période de végétation tombent 334,3 mm, c'est-à-dire 59,9%. La température moyenne anuelle est de 11°C, ayant un maximum pendant le mois de juillet (moyenne 23°C) et la durée moyenne de la gélure de 140 jours.

L'expérience a été effectuée sur un sol mollique, limon-argileux, ayant la densité apparente 1,33 g/cm^3, la coefficient de flétrissement 9,37%, la capacité au champ 23,2%, le contenu en humus 3,07%, etc.

On a expérimenté les suivantes trois variantes : 1° l'arrosage localisé par gouttes ; 2° l'arrosage par sillons ; 3° nonirrigué (témoin).

Pour irriguer on a employé l'eau de Danube et pour son distribution par gouttes on a utilisé une installation classique, de type fixe, formé d'un ensemble frontal, des conduits de distribution et des conduits d'arrosage prévues de compte-goutte. Les conduits de distribution sont confectionnés

de P.V.C. rigide au diamètre nominal de 75 mm, emplacées en souterrain à 0,5 m et les conduits d'arrosage en polyéthylène de basse densité et au diamètre nominal de 16 mm, ayant la longueur de 100 m. Pour chaque rangée on a prévu un seul conduit d'arrosage.

Les compte-gouttes employés sont de type capillaire en spirale, confectionnés en polyéthylène de haute densité avec le diamètre intérieur de 1 mm et, en tenant compte de la catégorie texturale du sol [4], ils ont été emplacés à une équidistance de 1,0 m.

Dans la variante de l'arrosage par sillons pour la distribution de l'eau on a employé un équipement composé de conduits d'aluminium avec le diamètre nominal de 150 mm, prévus par de orifices réglables, placés à la distance de 1,0 m, l'alimentation étant effectuée du hydrant du réseau. La longueur des sillons a été de 75 m, la pante longitudinale 2% et la distance entre les sillons de 1,0 m.

La profondeur d'arrosage, dans les deux variantes, a été de 0,9 m et le plafond minimum de déclanchement de l'arrosage de 70% de l'intérvalle actif de l'humidité ; la tolérance de non-uniformité des éléments de distribution du débit au long du conduit d'arrosage à gouttes a été de 0,11 et le rendement d'application de l'arrosage aux sillons de 0,80. Les normes moyennes d'arrosage et d'irrigation sont mentionnées dans le tableau 1 pour la période 1977—1980. On a effectué à temps tous les traveaux agrotechniques.

Tableau 1

Norme moyenne d'arrosage et d'irrigation à la vigne sur le plateau de Burnas (1977 – 1980)

Méthode d'arrosage	Année	Norme d'arrosage. [m³/ha]		Nombre d'arrosages	Norme d'irrigation. [m³ ha]	
		nette	brutte		nette	brutte
Irrigation par gouttes	1977	101	128	5	505	640
	1978	240	298	4	961	1 192
	1979	158	219	2	316	438
	1980	107	137	7	749	959
Sillons	1977	427	569	2	854	1 138
	1978	641	802	3	1 923	2 406
	1979	548	685	2	1 096	1 370
	1980	528	653	3	1 584	1 959

3. Résultats obtenus

Si l'on analyse les dates enregistrées dans le tableau 1 on constate que pendant quatre années d'expérimentations la norme nette d'arrosage moyenne est étendue entre 101 et 240 m³/ha à l'arrosage par gouttes et de 427 jusqu'à 641 m³/ha aux sillons, c'est-à-dire, dans le deuxième cas on emploie pour un arrosage approximativement 3,5 fois plus d'eau. Le nombre moyen d'arrosages est deux fois plus grand à l'arrosage par gouttes et la norme nette d'irrigation représente approximativement la moitié par rapport à l'arrosage par sillons. En comparant les normes d'irrigation résulte une

économie d'eau d'approximativement 45% dans le cas de l'arrosage par gouttes.

En étudiant la consommation moyenne d'eau par mois (tableau 2) on constate une augmentation de celle-ci, en commençant au mois d'avril jusqu'au mois de juillet, quand on enregistre les plus grandes valeurs et puis une diminution de la consommation, jusqu'au mois de septembre. Les quantités d'eau consommées pendant le mois de juillet, dans les conditions climatiques mentionnées ci-desous, sont approximativement deux fois plus grandes que celles enregistrées pendant le mois d'avril ou de septembre. Pendant les mois d'été, la consommation d'eau est plus grande aux variantes irriguées par rapport au témoin. À l'arrosage sur sillons on enregistre les plus grandes consommations d'eau.

Tableau 2

Consommation moyenne d'eau par mois à la vigne sur le plateau Burnas (1977 – 1980)

Année	Consommation, [m³/ha]						
	IV	V	VI	VII	VIII	IX	$\Sigma(e+t)$
Arrosage par gouttes							
1977	533	773	855	958	811	511	4 441
1978	448	654	920	1 103	957	742	4 824
1979	450	548	769	982	850	412	4 011
1980	471	650	678	926	883	418	4 026
Moyenne	476	656	806	992	875	521	4 326
Arrosage par sillons							
1977	598	604	944	1 074	917	637	4 774
1978	449	661	1 030	1 422	1 263	880	5 705
1979	414	596	771	1 355	984	597	4 717
1980	446	749	854	1 335	900	530	4 814
Moyenne	477	653	900	1 296	1 016	661	5 003
Nonirrigué							
1977	562	583	763	894	581	450	3 833
1978	545	610	928	702	903	641	4 329
1979	450	727	845	957	707	435	4 121
1980	509	571	635	762	529	376	3 382
Moyenne	516	623	793	829	680	476	3 917

Les valeurs moyennes de la consommation totale d'eau pour la vigne, d'avril jusqu'au septembre ($\Sigma(e+t)$), est de 3 917 m³/ha pour la variante nonirriguée, 4 326 m³/ha à l'arrosage par gouttes et 5 003 m³/ha à l'arrosage par sillons. Les variations de la consommation d'eau, d'un an à l'autre, enregistrent des valeurs qui montent jusqu'à 947 m³/ha aux plantes nonirriguées, 988 m³/ha à l'arrosage par sillons et à 813 m³/ha à l'arrosage par gouttes. Donc, dans les conditions d'irrigation la vigne consomme avec

412 ... 1 089 m³/ha ou 10,5 ... 27,8% plus d'eau, par rapport à la variante nonirriguée.

À l'arrosage par sillons la plante consomme avec 677 m³/ha plus d'eau qu'à l'arrosage par gouttes. Dans les vignobles où le transport de l'eau jusqu'à la plante est coûteux ou l'eau est en quantité réduite comme sur les sols avec une grande permeabilité, l'arrosage par gouttes devient plus avantageux que l'arrosage par sillons, mais l'installation d'arrosage est plus coûteuse.

Calculant la provenance de l'eau nécessaire à la vigne (tableau 3) on constate qu'à l'arrosage par sillons il faut assurer par l'irrigation 27,26% de la consommation totale et à l'arrosage par gouttes, seulement 14,63%.

Tableau 3

La manière dont est satisfaite la consommation d'eau à la vigne sur le plateau Burnas (moyenne 1977 — 1980)

Methode d'irrigation	Consommation totale d'eau m³/ha	$R_i - R_f$		Précipitations		Irrigation	
		m³/ha	%	m³/ha	%	m³/ha	%
Sillons	5 003	397	7,93	3 242	46,80	1 364	27,26
Irrigation par gouttes	4 326	451	10,42	3 242	74,94	633	14,63
Nonirrigué	3 917	675	17,23	3 242	82,76	—	—

La production de raisins dans la variante témoin est de 7 881 kg/ha (tableau 4) et dans les variantes irriguées cette production augmente avec 6 345 kg/ha ou 80,5% à l'arrosage par sillons, pendant qu'à l'arrosage par gouttes l'augmentation atteeint 8 013 kg/ha ou 101,7%. Il en résulte qu'à l'arrosage par gouttes la production est avec 1 668 kg/ha plus grande qu'à l'arrosage par sillons et la norme d'irrigation est avec 55% moindre.

Tableau 4

Production de raisins obtenue à la vigne sur le plateau Burnas (moyenne 1977 — 1980)

Methode d'irrigation	Production		Différence	Signification	Le coefficient de valorification de l'eau d'irrigation eau /kg raisins
	kg/ha	%			
Nonirrigué	7 881	100,0	—	—	—
Sillons	14 226	180,5	6 345	**	214
Irrigation par gouttes	15 894	201,7	8 013	**	79

DL — 5% = 4 095; DL — 1% = 6 202; DL — 0,1% = 9 963.

Calculant le coefficient de valorification de l'eau d'irrigation (norme nette) on constate qu'à l'arrosage par gouttes revient 78,95 l pour 1 kg raisins provenant de l'augmentation de la récolte et à l'arrosage par sillons 214,97 l, c'est-à-dire presque trois fois de plus.

On considère que la vigne valorifie mieux l'eau à l'irrigation par gouttes, à la suite de la distribution de l'eau en concordance avec les nécessités de la plante et qu'il y a une diminution, en grande mesure, de la quantité d'eau en contact direct avec l'atmosphère (la réduction de l'évaporation).

4. Conclusions

1. Dans les conditions de sol et de climat du plateau de Burnas la vigne à consommé comme moyenne pour quatre année, d'avril jusqu'au septembre, 3 917 m³/ha dans la variante nonirriguée, 4 326 m³/ha à l'arrosage par gouttes et 5 003 m³/ha à l'arrosage par sillons. La consommation d'eau a enregistré de variations moyennes, d'un an à l'autre, de 947 m³/ha à la variante nonirriguée, de 988 m³/ha à l'arrosage par sillons et de 813 m³/ha à l'arrosage par gouttes.

2. On a enregistré la valeur maximum de la consommation de l'eau pendant le mois de juillet, étant en moyenne de 829 m³/ha dans la variante nonirriguée, de 992 m³/ha à l'arrosage par gouttes et de 1 296 m³/ha à l'arrosage par sillons.

3. Pendant les mois d'avril ou de septembre la consommation d'eau représente approximativement la moitié de la consommation du mois de juillet.

4. L'eau utilisée pour irrigation représente 27,26% de la consommation totale à l'arrosage par gouttes.

5. L'irrigation influence favorablement la production de raisins en enregistrant des augmentations de 6 345 kg/ha ou 80,5% à l'arrosage par sillons et de 8 013 kg/ha ou 101,7% à l'arrosage par gouttes.

6. Pour la production d'un kg de raisins provenant de l'augmentation de la récolte les plantes consomment 215 l de l'eau d'irrigation à l'arrosage par sillons et seulement 79 l à l'arrosage par gouttes.

Reçue le 27 décembre 1983

Institut Polytechnique, Jassy,
Chaire de Pédologie et Lutte contre l'érosion

BIBLIOGRAPHIE

1. Bartha I., Cercetări agronomice în Moldova, *4*, 135 (1980).
2. Boeru S., Botzan M., Hidrotehnica, *11* (1980).
3. Grumeza N. et collab., *Tehnica irigării culturilor horti-viticole*. Ceres, Buc. 1979.
4. Keller J., Karmeli D., *Manuel de calcul d'un réseau d'irrigation goutte à goutte*. Ed. CTGREF, Paris, 1975.
5. Moser L., *Viticultura modernă* (trad. de l'allemand). Ed. Ceres, Buc., 1980.

INFLUENȚA METODEI DE UDARE ASUPRA CONSUMULUI DE APĂ LA VIȚA DE VIE ÎN PLATOUL BURNAS

(Rezumat)

Experiența a fost organizată pe un sol molic luto-argilos într-o plantație de viță de vie din soiul Italia. În zonă cad 557,8 mm precipitații anual iar în perioada călduroasă a anului 334,3 mm. Temperatura medie anuală este de 11°C, cu maxima în luna iulie. În medie pe patru ani plantele au consumat, din aprilie pînă în septembrie, 3 917 m³/ha apă pe teren neirigat, 4 326 m³/ha la udarea prin picurare și 5 003 m³/ha la udarea pe brazde. Cel mai mare consum de apă s-a înregistrat în luna iulie.

Irigarea a sporit producția de struguri cu 6 345 kg/ha la udarea pe brazde și cu 8 013 kg/ha la udarea prin picurare, față de terenul neirigat.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

D.K. 662.1/4 ; 627.1

EINIGE ASPEKTE ÜBER DEN GEBRAUCH VON EXPLOSIVSTOFFEN, VERWENDET BEI DER REGELUNG VON FLUSSBETTEN

VON
AURORA DIMA und M. DIMA

1. In letzter Zeit wird bei uns im Lande die Aushöhlung mit Sprengstoffen an der Oberfläche in kleinen Räumen mit guten Resultaten angewendet, und zwar bei der Regelung der Wasserläufe um die Mäander zu rektifizieren, bei der Kalibrierung von Flußbetten, bei der Ausführung von Entwässerungs- und Ableitungskanälen u.s.w.

Diese Technologie wurde im Rahmen der Einheiten des nationalen Gewässerrats, angefangen von 1980, für Regelungsarbeiten der Flüsse Birlad, Birsa, Jijia und Vedea, experimentiert.

Die Anwendung der Sprengstoffe, bei den nötigen Aushöhungen für die Regelung von Flußbetten hat sich im Vergleich mit anderen mechanischen Grabungsmethoden, wegen des kleineren Kraftstoffverbrauchs und der erhöhten Arbeitsproduktivität durchgesetzt. Ausserdem, ist die Aushöhlung mit Sprengstoffen das einzige Verfahren für die Regelung der Flußbetten in sumpfigen Zonen, das den Zutritt der erdarbeitenden Maschinen für die Schlußarbeit erlaubt.

2. Um neue Flußbetten zu errichten besteht die Ausführungstechnologie im Graben eines Führungsgrabens mit 1,6 ... 2,5 m Tiefe und 0,4 ... 0,6 m Breite, abhängig von der Tiefe des Bettes und von der Art des Bodens [3].

Die Grabung wird bei festen Böden mit dem Bagger und bei nassen, sumpfigen, oder Böden mit einer dünnen Wasserschicht bedeckt (5 ... 10 cm) mit der Hand ausgeführt.

Im Falle der händlichen Grabung genügt ein Graben von 0,8 ... 1,0 m Tiefe, um durch eine Explosion, einen Querschnitt von 18 ... 22 m^3 zu erhalten, der die anliegenden Bermen dränieren kann und nachher den Zutritt der Maschinen gestattet [3].

Es wurde mit drei Arten von Sprengstoffen experimentiert :

a) Amoniumnitrat mit 33 prozentiger Konzentration, gemischt mit einer Menge Motorin von 6 ... 7% des vorausgegangenen Gewichtes (AM_6, AM_7);

b) Nitramonium mit 94 ... 95 prozentiger Konzentration und das Motorin ist im Erzeugnis enthalten ;

c) Trinitrotoluol, Trotyl (TNT) das aus nicht mehr verwendetem militärischem Sprengstoff (A. T. Minen), mit geringem Preis (6,5 lei/kg) stammt.

Die Anwendung als Sprengstoff von Amoniumnitrat (landwirdschaftlicher Dimger) mit 33 prozentiger Konzentration, gemischt mit Motorin 6 ... 7% (AM_6, AM_7), angefacht mit Trotyl (TNT), ein Stück von

200...400 g für 100 ... 150 kg AM- und pyrothechnische Kapse durch Zimdschnur verbunden, wurde im Rahmen des Projektes der Regelung des Bachs Jijia, für eine Strecke von 33 Km [1] vorausgesehen, aber das Verfahren war nicht wirtschaftlich, weil eine zu grosse Menge Hilfsmaterial (Kapsen und Zimdschnur) nötig war und der spezifische Verbrauch an Kraftstoff ist beinahe gleich dem der bei Grabungen mit klassischen Erdmaschinen nötig ist [3].

Effizient war die Anwendung eines Gemisches von Trotyl und Nitramonium. Die Vereinigung der zwei Arten von Sprengstoffen ist von der Art des Bodens, der gegrabenen Tiefe, dem Nässegrad des Bodens, des nötigen Querschnitts und des Sicherheitraumes, bedingt.

3. Die Erfahrung hat gezeigt, daß die Art der Kombinierung und Anwendung der Ladungen in verschiedenen spezifischen Bedingungen, folgendermassen zusammengefaßt werden kann [2], [3]:

a) Die Anwendung nur von Trotylladungen (TNT) in Mengen von 35 ... 40 kg/m geregeltes Flußbett, empfielt sich bei sehr nassen oder mit Wasser gesättigten Böden; der erzielte Querschnitt ist ca. 45 ... 50 m².

b) Die Anwendung von Nitramonium in Quantitäten von 60 ... 120 kg/m empfielt sich bei trockenen oder wenig nassen Böden; der erhaltene Querschnitt ist 20 ... 22 m², bzw. 35 ... 40 m². In diesem Falle werden die Säcke mit Sprengstoff umbedingt mit Trotylstücken von 100 ... 400 g und einer Zimdschnur, die an beiden Enden mit pyrotechnischen Kapseln versehen ist, angefacht.

c) Die kombinierte Anwendung von Trotyl und Nitramonium (20 kg TNT+40 kg N oder 35 kg TNT + 30 kg N per liniares Meter), empfielt sich bei trockenen und feuchten Böden, und der erhaltene Querschnitt ist 25 ... 30 m² und bzw. 65 ... 70 m².

Wenn sich am Boden des Grabens eine Wasserschichte von 10 ... 20 cm befindet, so wird der Effekt der Explosion nicht beeinträchtigt, wenn die Säcke aus Polyethylen, in welchen man das Nitramonium liefert, perfekt dicht sind, um den Kontakt des Sprengstoffs mit dem Wasser zu verhindern.

Der Verbrauch an Sprengstoff schwankt Zwischen 60 ... 240 kg/m [4] oder zwischen 35 ... 120 kg/m [3], je nach der Art des Bodens, des nötigen Querschnittes und der Art des verwendeten Sprengstoffs.

Durch Explosionen werden 60 ... 80% des Flußbettquerschnittes erzielt.

4. Im Allgemeinen ist die Breite der Aushöhlung durch Explosionen hervorgerufen, ungefähr drei mal grösser, als die Tiefe der Explosionlagerung. Aus diesem Grunde hat man eine bis vier Reihen Explosiv, angeordnet in Gräben von 1 ... 2 m Tiefe, distanziert auf 5 ... 10 m angewendet [4]. Bei den allgemeinen Tiefen bis zu 2 m kann man einen ausgehöhlten Querschnitt mit einer Breite bis zu 30 m erzielen, wenn man 1 ... 2 Reihen Sprengstoff verwendet.

Cca. 60% der ausgehöhlten Quantität wird unmittelbar ganz in die Nähe des Grabens gewarfen, der Rest breitet sich in einem grösseren Radius aus. In dem Falle, wenn das Material zum Bauen von Schutzdeichen notwendig ist, muß man mit dem Bodenverlust, der stattfindet, rechnen.

5. Die Kosten der Grabung, mit allen Operationen rechnend, sind ungefähr mit 80% grösser als wenn man die konventionellen Maschinen

angewendet hätte. Im Ganzen, wenn man auch Schutzdeiche baut, ist der totale Kost der Erdarbeiten um cca. 30 % höher [4]. Für grössere Breiten als 30 m, Fälle wo man 3 ... 4 Reichen Gräben mit Sprengstoff benötigt, ist das Verfahren nicht mehr wirtschaftlich, hauptsächlich wegen der Kosten des angewendeten Sprengstoffs, die alleine so viel ausmachen können als zwei mal die Kosten der Erdarbeiten.

Die hauptsächlichen Vorteile dieses Verfahrens bestehen in der Verminderung der Ausfürungszeit und Verminderung der Kraftstoffmenge. Auf diese Weise vermindert sich die Ausführungszeit von 5 ... 10 Tagen auf 5 ... 10 Stunden und in diesen Verhältnissen erzielt man auch ein Wachstum der Arbeitsproduktivität. Zum Beispiel eine ausgebildete Gruppe bestehend aus 4 ... 5 Arbeitern und eine Formation Maschinen, gebildet aus einem Bagger zum Gräben ausführen und einem Buldozer, können ein Volumen von 10 ... 12 tausend m^3 in cca. 10 Stunden graben, was gleich ist mit 200 ... 250 m Flußbett mit 45 ... 50 m^2 Querschnitt [3].

Den Gebrauch der Grabmaschinen kann man um 60 ... 70% herabsetzen, wenn man den Verbrauch der Kraftstoffe dementsprechen reduziert.

Schlussfolgerungen

Das Verfahren interessiert insbesondere dann, wenn man nur ein neues Flußbett, ohne Schutzdämme, bauen soll.

Ebenfalls wird die Methode mit Erfolg in allen Fällen angewandt, wo man mit einer Selbstbaggerung des Flußlaufs rechnen kann, also ist es nötig nur einen Leitgraben zu realisieren.

Die Anwendung der Sprengstoffe bei den nötigen Aushöhlungen im Bereich der Flußbettregelungen, empfielt sich wegen der Kraftstoffverminderung und Erhöhung der Arbeitsproduktivität.

Eingegangen am 20. Dezember 1983

Technische Hochschule, Jassy,
Lehrstuhl für Organisierung und Leitung
und
Lehrstuhl für hydrotechnische
Konstruktionen und Installationen

LITERATURVERZEICHNIS

1. Cernătescu N., Manea C., *Excavarea albiei rîului Jijia cu ajutorul explozivilor*, SINCOTC, IV, 228, Iaşi, 1981.
2. Clain P., Dropu A., *Utilizarea explozivilor la regularizarea cursurilor de apă*, SINCOTC, I, 86, Iaşi, 1981,
3. Clain P., Dropu A., *Excavaţii cu explozivi în lucrări de regularizare a cursurilor de apă*. Hidrotehnica *6*(1983).
4. Mîndru R., Chiricuţă A., *Unele aspecte cu privire la tehnologia de amenajare a albiilor cursurilor de apă*. SINCOTC, IV, 197, Iaşi, 1981.
5. Dima M., Dima A., *Tehnologia lucrărilor de construcţii hidrotehnice*. Inst. polit., Iaşi, 1983.

UNELE ASPECTE PRIVIND FOLOSIREA EXPLOZIVILOR LA LUCRĂRILE DE REGULARIZARE A ALBIILOR

(Rezumat)

În ţara noastră, folosirea explozivilor la executarea lucrărilor de regularizare a cursurilor de apă constituie o soluţie nouă. Rezultatele experimentale obţinute pînă în prezent sînt insuficient corelate.

Folosind aceste rezultate se delimitează oportunitatea soluţiei din punct de vedere tehnic şi economic.

BULETINUL INSTITUTULUI POLITEHNIC DIN IAŞI
Tomul XXIX (XXXIII), Fasc. 1—4 1983
Secţia V
CONSTRUCŢII. ÎMBUNĂTĂŢIRI FUNCIARE

RECENZII

BOOK REVIEWS РЕЦЕНЗИИ

JEUFFROY G., *Conception et construction des chaussées*. Quatrième édition, t. I, 449 pp., t. II, 431 pp., Ed. Eyrolles, Paris, 1981.

Le traité, dont l'auteur est le renommé professeur et homme de sciences français Georges Jeuffroy, représente un titre de référence dans le domaine routier, car c'est un traité indispensable pour tout routier, qu'il soit chercheur scientifique ou qu'il travaille sur les grands chantiers ou dans le domaine de l'enseignement supérieur de profil.

Le traité, qui connaît un nouveau tirage de sa quatrième édition (1978), se constitue dans une synthèse d'une tenue scientifique vraiment exceptionnelle de la „technique routière" complétée par les contributions originales de l'auteur, contributions parmi lesquelles doivent être mentionnées celles qui visent le domaine du calcul des épaisseurs des chaussées, celles qui traitent l'appréciation des qualités superficielles des couches de roulement et celles relatives au contrôle sur les chantiers, contrôle exerçant un rôle décisif sur la qualité des travails routiers.

La synthèse effectuée offre à l'auteur l'occasion d'indiquer les directions pour les recherches scientifiques routières, domaine dans lequel ses réalisations lui confèrent une autorité scientifique unanime reconnue.

Le premier tome présente les problèmes de l'interaction vehicule—chaussée, les éléments spécifiques de la géotechnique routière, la mécanique des complexes routiers, le calcul des épaisseurs des couches routières y compris le renforcement des systèmes routiers.

Le deuxième tome traite les matériaux et les techniques d'exécution des travaux routiers.

H. Zarojanu

*** *Building in Not Climates*. Building Research Establishment, Her Majesty's Stationery Office, London 1980, B.R.E. Distribution Unit, Garston, Watford, WD2 7JR.

Les efforts consacrés au développement dans les pays du tiers monde, dont la population s'accroît rapidement, réclament des programmes de construction d'une ampleur jamais atteinte. Il faut bâtir à une vitesse toujours croissante et surtout économiquement avec des moyens très modestes car la production indigène de matériaux est encore embrionnaire. Mais ce qui manque spécialement c'est l'expérience et le savoir faire. Même les spécialistes issus des écoles techniques supérieures des pays industrialisés ont des difficultés à affronter ces problèmes tout à fait spécifiques. C'est pourquoi l'initiative du prestigieux institut britanique de recherches dans le domaine du bâtiment, qui vient de publier un volume consacré aux constructions dans les zones à climat tropical et équatorial, doit être saluée avec satisfaction tant par les spécialistes que par ceux qui étudient dans les facultés de constructions pour aller travailler en Afrique, en Asie du sud ou en Amérique latine. Mais il faut remarquer le contenu très riche en information qui peut être mis en évidence même par les titres des principaux chapitres : durabilité des matériaux pour les constructions tropicales ; études concernant la possibilité de production des matériaux ; production et utilisation de la chaux dans les pays en cours de développement ; les matériaux de construction dans les pays du golfe arabi-

que, leur production et leur utilisation ; production et propriétés du béton et du béton sans sable ; production et utilisation du béton léger ; problèmes de la production du béton en climats arides ; la production et l'utilisation des blocs en terre stabilisée, en béton, etc. pour les parois ; la durabilité des métaux ; le bois et les constructions tropicales ; le bitume, les matériaux plastiques et les travaux de ravalement en climat tropical; fondations sur des argiles expansives ; les problèmes sanitaires ; le confort en climat chaud ; les constructions dans les zones séïsmiques ; les constructions d'habitation économique, etc. Chaque chapitre constitue la synthèse d'un programme de recherche scientifique poussée et présente des solutions pratiques susceptibles d'une application directe.

R. Sardino

VALID R., *La mécanique des milieux continus et le calcul des structures*. Ed. Eyrolles, Paris, 378 pp.

Cet ouvrage, rédigé par Roger Valid, docteur ès sciences, chef de Division de Recherches sur le calcul des structures et adjoint scientifique de Direction à l'ONERA, représente un cours de mécanique qui s'adresse essentiellement à ceux qui ressentent le besoin de quelques développements théoriques en mécanique des milieux continus en vue des applications aux calculs des structures.

Les principaux chapitres de l'ouvrage sont les suivants : La mécanique des milieux continus solides ; la méthode des éléments finis ; les principes variationnels en élasticite linéaire ; vibrations des structures linéaires ; déformation non linéaire—flambage ; la théorie des coques ; annexe : notations et formules.

L'auteur fournit une riche information sur la méthode des éléments finis qui, aujourd'hui tient sans aucun doute la place de choix parmi les méthodes mises en oeuvre pour le calcul des structures et présente tous les sujets traités, ayant un souci très poussé du langage et des méthodes mathématiques les plus raffinées utilisées aussi bien dans les raisonnements que pour les développements analytiques. Partout, les considérations pratiques et la discrétisation alternent avec des considérations plus théoriques.

Ce livre est adressé aux ingénieurs, aux étudiants, à tous ceux qui ont une formation suffisante en mécanique des milieux continus ou tout au moins en élasticité, qui y trouveront un exposé moderne dans sa conception, sans longueur, quoique avec précision et parfaitement à jour.

M. Diaconu